Sébastien Burlon, Clément Desodt, Julien Habert, Philippe Reiffsteck

Calcul des ouvrages géotechniques selon l'Eurocode 7

DUNOD

Illustration de couverture : © Serjio74/iStockphoto.com

Le pictogramme qui figure ci-contre mérite une explication. Son objet est d'alerter le lecteur sur la menace que représente pour l'avenir de l'écrit, particulièrement dans le domaine de l'édition technique et universitaire, le développement massif du photocopillage.
Le Code de la propriété intellectuelle du 1er juillet 1992 interdit en effet expressément la photocopie à usage collectif sans autorisation des ayants droit. Or, cette pratique s'est généralisée dans les établissements d'enseignement supérieur, provoquant une baisse brutale des achats de livres et de revues, au point que la possibilité même pour les auteurs de créer des œuvres nouvelles et de les faire éditer correctement est aujourd'hui menacée.
Nous rappelons donc que toute reproduction, partielle ou totale, de la présente publication est interdite sans autorisation de l'auteur, de son éditeur ou du Centre français d'exploitation du droit de copie (CFC, 20, rue des Grands-Augustins, 75006 Paris).

DANGER
LE PHOTOCOPILLAGE TUE LE LIVRE

© Dunod, 2017

11 rue Paul Bert, 92240 Malakoff
www.dunod.com

ISBN 978-2-10-077226-1

Le Code de la propriété intellectuelle n'autorisant, aux termes de l'article L. 122-5, 2° et 3° a), d'une part, que les « copies ou reproductions strictement réservées à l'usage privé du copiste et non destinées à une utilisation collective » et, d'autre part, que les analyses et les courtes citations dans un but d'exemple et d'illustration, « toute représentation ou reproduction intégrale ou partielle faite sans le consentement de l'auteur ou de ses ayants droit ou ayants cause est illicite » (art. L. 122-4).
Cette représentation ou reproduction, par quelque procédé que ce soit, constituerait donc une contrefaçon sanctionnée par les articles L. 335-2 et suivants du Code de la propriété intellectuelle.

Préface

Il faut saluer la parution de cet ouvrage qui est le premier livre exhaustif en langue française sur l'Eurocode 7 dédié au « calcul géotechnique ».

La géotechnique est une discipline particulière par le fait qu'elle intéresse des domaines très variés comme la géologie, l'hydrogéologie, la mécanique des sols et des roches, la résistance des matériaux, la modélisation numérique… et intervient dans toutes les étapes de la réalisation d'une construction, que ce soit un bâtiment, un ouvrage d'art, une station de métro, etc. Notons qu'elle est également présente dans d'autres domaines aussi variés que les risques naturels et anthropiques ou que la conservation des patrimoines naturel et culturel.

Depuis près de 40 ans, dans le cadre du programme des Eurocodes, le domaine du bâtiment et des travaux publics tente à l'échelle européenne de se doter de normes de calcul et de conception. L'Eurocode 7 traduit cette volonté pour la géotechnique.

Dans ce contexte, l'enseignement de la diffusion de l'Eurocode 7 et, plus généralement, de la géotechnique sont donc des enjeux avérés mais présentant des questionnements complexes. Il est en effet difficile de trouver le ton juste entre une présentation théorique de la géotechnique s'appuyant uniquement sur les concepts fondamentaux de la mécanique des sols et une présentation trop pratique qui décrirait uniquement les procédures de vérification des ouvrages géotechniques telles que présentées dans l'Eurocode 7 et ses normes d'application nationale françaises.

Avec cet ouvrage intitulé « Calcul des ouvrages géotechniques selon l'Eurocode 7 », les auteurs ont essayé de trouver un équilibre pour présenter de manière synthétique les aspects théoriques et pratiques de la justification des ouvrages géotechniques dans ce cadre normatif qui est désormais imposé par l'Eurocode 7. L'objectif semble atteint. Cet ouvrage constitue, en tout cas, une base qui permettant de poursuivre l'exercice avec la seconde génération des Eurocodes qui se profile. Des améliorations sont largement envisageables tant le nombre de questions liées à la mise en œuvre de l'Eurocode 7 restent nombreuses.

Le lecteur pourra ainsi, au travers des trois premiers chapitres, saisir les interactions entre les niveaux européen et français de la normalisation et comprendre les concepts géotechniques essentiels mis en avant par l'Eurocode 7. Le chapitre 4, relatif à la prise en compte des effets de l'eau en géotechnique, dénote la volonté des auteurs de faire le lien entre des besoins pragmatiques de justification des ouvrages et des questions plus théoriques en relation avec le comportement du sol sous l'effet de l'écoulement d'une nappe. Les chapitres qui suivent expliquent, de manière plus classique, comment dimensionner chacun des ouvrages géotechniques selon l'Eurocode 7 : dans chaque cas, ce même besoin de rapprocher considérations théoriques et pratiques est mis en avant. Le lecteur pourra y trouver ainsi les informations essentielles et se reporter à des ouvrages ou des articles scientifiques plus détaillés le cas échéant.

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

Il est enfin important de noter que cet ouvrage étant le premier de ce type en langue française sur l'Eurocode 7 et la géotechnique, on peut espérer qu'il soit promis à une large diffusion dans le monde francophone à la fois dans les écoles d'ingénieurs, les universités et les bureaux d'études où les étudiants et les jeunes ingénieurs pourront s'initier au domaine de la géotechnique et de la conception des ouvrages. S'appuyant sur de nombreuses sessions de formation continue et un certain nombre de modules de cours dispensés depuis plusieurs années dans les écoles d'ingénieurs et les universités, cet ouvrage devrait toucher un large public.

Roger Frank
Professeur honoraire de l'École des ponts
Président de l'Eurocode 7 (1998-2004)
Président de la Société Internationale
de Mécanique des Sols et Géotechnique (2013-2017)

Table des matières

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

Avant-propos

Cet ouvrage a pour objectif de présenter en un seul volume la manière dont la conception et le dimensionnement des ouvrages géotechniques sont désormais traités par l'Eurocode 7 ainsi que les normes d'application françaises qui s'y réfèrent.

Il est important de préciser que cet ouvrage n'aborde pas tous les problèmes géotechniques que l'Eurocode 7 présente car son objectif principal est de s'adresser aux étudiants de génie-civil en école d'ingénieurs ou à l'université ainsi qu'aux ingénieurs débutants désireux d'avoir rapidement une vue d'ensemble de l'Eurocode 7 et des normes d'application françaises. Il essaie de donner dans un style concis mais néanmoins précis les principaux enseignements que l'on peut tirer de l'Eurocode 7 pour le calcul des ouvrages géotechniques. Il s'appuie aussi sur l'expérience acquise par ses auteurs durant des sessions de formation continue ou les différents cours de géotechnique qu'ils dispensent en école d'ingénieurs ou en université.

Les trois premiers chapitres permettent de présenter l'organisation générale des normes en géotechnique en France et en Europe, tout en soulignant les points clefs de l'Eurocode 7. Le chapitre 4 est relatif aux problèmes induits par l'eau qui sont si courants en géotechnique. Les chapitres 5 à 8 traitent des fondations superficielles, des fondations profondes, des écrans de soutènement éventuellement ancrés et des murs de soutènement. Les deux derniers chapitres abordent des domaines qui ne sont pas complètement couverts par l'Eurocode 7 mais pour lesquels de nombreux principes peuvent s'appliquer : celui des pentes et des massifs de sols renforcés dans le chapitre 9 et ceux des digues et des tunnels dans le chapitre 10.

Cet ouvrage est aussi conçu comme un point d'étape dans la mise en place de l'Eurocode 7 en France à l'heure où les premières discussions pour la seconde génération des Eurocodes s'amorcent. Il permet, un peu plus de dix ans après la publication de l'Eurocode 7, de décrire réellement les méthodes de calcul qui sont actuellement employées à la suite de celles utilisées pendant quelques dizaines d'années et présentées dans le Fascicule 62 Titre V ou les DTU 13.12 et 13.2.

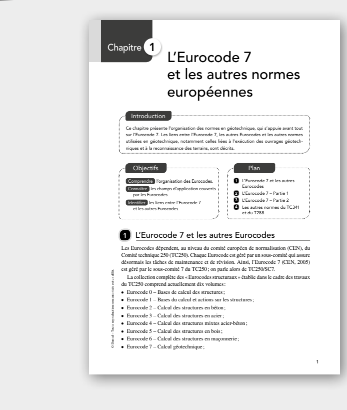
© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

À la découverte de votre livre

1 Ouverture de chapitre

Elle donne :

- une **introduction** aux sujets et aux problématiques abordés dans le chapitre
- un rappel des **objectifs** pédagogiques
- le **plan** du chapitre



Chapitre 1

L'Eurocode 7 et les autres normes européennes

Introduction

Ce chapitre présente l'organisation des normes en géotechnique, qui s'appuie avant tout sur l'Eurocode 7. Les liens entre l'Eurocode 7, les autres Eurocodes et les autres normes utilisées en géotechnique, notamment celles liées à l'exécution des ouvrages géotechniques et à la reconnaissance des terrains, sont décrits.

Objectifs

Comprendre l'organisation des Eurocodes.
Connaître les champs d'application couverts par les Eurocodes.
Identifier les liens entre l'Eurocode 7 et les autres Eurocodes.

Plan

1 L'Eurocode 7 et les autres Eurocodes
2 L'Eurocode 7 – Partie 1
3 L'Eurocode 7 – Partie 2
4 Les autres normes du TC341 et du T288

1 L'Eurocode 7 et les autres Eurocodes

Les Eurocodes dépendent, au niveau du comité européen de normalisation (CEN), du Comité technique 250 (TC250). Chaque Eurocode est géré par un sous-comité qui assure désormais les tâches de maintenance et de révision. Ainsi, l'Eurocode 7 (CEN, 2005) est géré par le sous-comité 7 du TC250 ; on parle alors de TC250/SC7.

La collection complète des « Eurocodes structuraux » établie dans le cadre des travaux du TC250 comprend actuellement dix volumes :

- Eurocode 0 – Bases de calcul des structures ;
- Eurocode 1 – Bases du calcul et actions sur les structures ;
- Eurocode 2 – Calcul des structures en béton ;
- Eurocode 3 – Calcul des structures en acier ;
- Eurocode 4 – Calcul des structures mixtes acier-béton ;
- Eurocode 5 – Calcul des structures en bois ;
- Eurocode 6 – Calcul des structures en maçonnerie ;
- Eurocode 7 – Calcul géotechnique ;

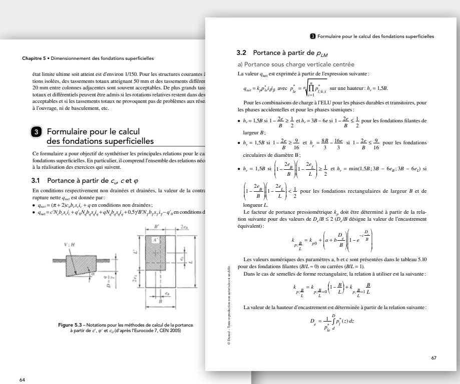
© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

1

2 Le cours

Le cours, concis et structuré, expose le programme. Il donne :

- un rappel des **définitions** clés
- des **schémas** pour maîtriser le cours
- des **exemples** et des **exercices d'applications** reliés au cours

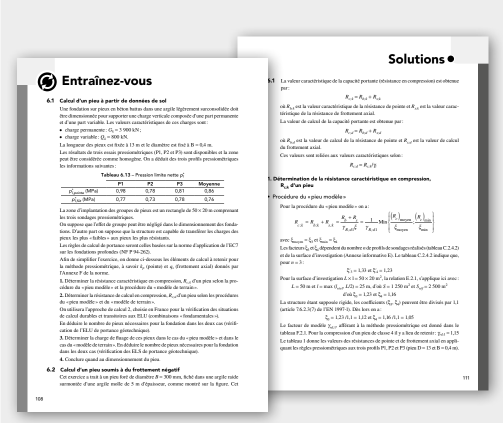


3 Formulaire pour le calcul des fondations superficielles

3.2 Portance à partir de p_{LM}

3 En fin de chapitre

- Des **exercices** pour tester ses connaissances et s'entraîner
- Les **corrigés** des exercices

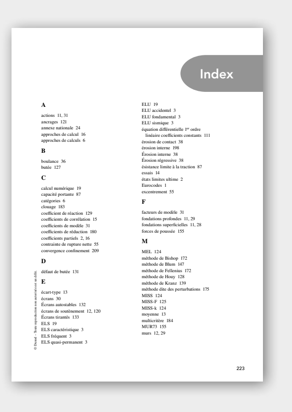


Entraînez-vous

Solutions

4 En fin d'ouvrage

- Un index



Index

Chapitre 1

L'Eurocode 7 et les autres normes européennes

Introduction

Ce chapitre présente l'organisation des normes en géotechnique, qui s'appuie avant tout sur l'Eurocode 7. Les liens entre l'Eurocode 7, les autres Eurocodes et les autres normes utilisées en géotechnique, notamment celles liées à l'exécution des ouvrages géotechniques et à la reconnaissance des terrains, sont décrits.

Objectifs

Comprendre l'organisation des Eurocodes.

Connaître les champs d'application couverts par les Eurocodes.

Identifier les liens entre l'Eurocode 7 et les autres Eurocodes.

Plan

1 L'Eurocode 7 et les autres Eurocodes

Les Eurocodes dépendent, au niveau du comité européen de normalisation (CEN), du Comité technique 250 (TC250). Chaque Eurocode est géré par un sous-comité qui assure désormais les tâches de maintenance et de révision. Ainsi, l'Eurocode 7 (CEN, 2005) est géré par le sous-comité 7 du TC250 ; on parle alors de TC250/SC7.

La collection complète des « Eurocodes structuraux » établie dans le cadre des travaux du TC250 comprend actuellement dix volumes :

- Eurocode 0 – Bases de calcul des structures ;
- Eurocode 1 – Bases du calcul et actions sur les structures ;
- Eurocode 2 – Calcul des structures en béton ;
- Eurocode 3 – Calcul des structures en acier ;
- Eurocode 4 – Calcul des structures mixtes acier-béton ;
- Eurocode 5 – Calcul des structures en bois ;
- Eurocode 6 – Calcul des structures en maçonnerie ;
- Eurocode 7 – Calcul géotechnique ;

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

- Eurocode 8 – Résistance des structures aux séismes ;
- Eurocode 9 – Calcul des structures en aluminium.

D'autres Eurocodes sont en cours de préparation pour d'autres types de matériaux comme le verre ou les polymères renforcés de fibres.

Les Eurocode 0 et 1 définissent les principes généraux de la conception et du calcul des ouvrages qui doivent être repris et déclinés dans les autres Eurocodes. En particulier, sont définis les concepts d'états limites ultimes (ELU) et de service (ELS), la notion de situation de calcul, les principes de détermination des valeurs de calcul des charges et des propriétés des matériaux. Des éléments de langage communs à tous les Eurocodes sont mis en place.

Les autres Eurocodes sont en principe indépendants les uns des autres, sauf l'Eurocode 8, qui complète les Eurocodes 2 à 9 pour la justification des ouvrages en zone sismique. Différents problèmes d'interaction sol-structure font toutefois intervenir l'Eurocode 7 en même temps qu'un autre Eurocode et la compatibilité entre ces différents Eurocodes et l'Eurocode 7 a dû être assurée. Par exemple, pour le calcul de la capacité portante des fondations superficielles ou profondes, la descente de charge déterminée au moyen des Eurocodes structuraux est celle acceptée dans l'Eurocode 7.

L'Eurocode 7 assure le lien entre la pratique géotechnique et le calcul des structures selon le formalisme des Eurocodes définis plus en amont dans les Eurocodes 0 et 1 respectivement relatifs aux bases de calcul des structures et aux actions sur les structures. Il porte sur la justification et le dimensionnement des structures géotechniques : fondations superficielles, fondations profondes, écrans de soutènement et ancrage, murs de soutènement, sols renforcés (parois clouées, murs renforcés par des armatures métalliques ou des nappes de géosynthétiques, remblais, déblais, pentes, hydraulique des sols en lien avec les ouvrages). L'Eurocode 7 est avant tout un code de calcul d'interaction sol-structure pour les bâtiments et les ouvrages d'art et n'a pas vocation à résoudre tous les problèmes que l'ingénierie géotechnique est susceptible de rencontrer. En particulier, il ne traite pas des tunnels et des barrages, même si les ingénieurs de ces deux importants domaines s'inspirent de plus en plus du formalisme des Eurocodes pour justifier leurs structures. La mécanique des roches est aussi très peu traitée dans la version actuelle de l'Eurocode 7.

L'Eurocode 7 propose un schéma de justification des ouvrages géotechniques basé sur l'utilisation des coefficients partiels et la distinction entre des états limites de service (ELS) et des états limites ultimes (ELU). Les ELS sont relatifs à des exigences de fonctionnement de l'ouvrage tandis que les ELU protègent l'ouvrage d'instabilités ou de ruptures ne permettant plus son utilisation dans des conditions normales d'exploitation.

L'Eurocode 7 définit, pour ces états limites, les méthodes permettant de calculer les actions géotechniques (poussée, frottement négatif, etc.) ainsi que les résistances (portance, butée, etc.). Il ne fournit pas de modèles de calcul spécifiques à la justification de tel ou tel ouvrage géotechnique et laisse ce rôle à chaque pays qui, en fonction de sa géologie et de ses habitudes de dimensionnement, a développé des modèles de calcul spécifiques. Les seuls modèles de calculs disponibles sont présentés dans des annexes informatives.

Différentes combinaisons d'actions sont à considérer pour couvrir les justifications des ELS et des ELU :

- ELS quasi-permanent ;
- ELS fréquent ;
- ELS caractéristique ;
- ELU fondamental (situations durables et transitoires) ;
- ELU sismique ;
- ELU accidentel.

Seules les justifications aux ELU pour les situations durables et transitoires exigent l'utilisation de coefficients partiels sur les actions et sur les résistances. Deux types d'états limites sont en général systématiquement à considérer :

- STR pour les états limites de type structurel ;
- GEO pour les états limites de type géotechnique (rupture du terrain, excès de déformation dans le terrain, etc.).

La vérification de ces deux états limites permet de justifier l'interaction de la structure avec le terrain.

Deux états limites spécifiques à l'Eurocode 7 sont aussi à vérifier :

- HYD pour les ruptures par annulation des contraintes effectives, par érosion interne ou par érosion régressive ;
- UPL pour le soulèvement hydraulique (en général dû à la poussée d'Archimède).

Il est à noter que l'état limite de défaut d'équilibre (EQU) n'est pas clairement défini dans les Eurocodes 0 et 7 si bien que sa vérification peut être mise en œuvre de manière assez différente selon les pays. En France, il correspond à des mécanismes d'instabilités ne mettant pas en jeu la résistance du sol et se traduit par un équilibre des actions s'appliquant sur l'ouvrage (par exemple, l'état limite EQU peut être utilisé pour vérifier la rotation d'une semelle superficielle sur un terrain rocheux).

La notion de classes de conséquence (CC) a été reprise par l'Eurocode 7 sans toutefois imposer un classement des structures et un traitement particulier. En France, ce point de vue a été conservé mais il est important de noter que certains pays modifient les valeurs des coefficients partiels utilisés pour les justifications à l'ELU pour les situations durables et transitoires. La pratique française est de modifier la période de retour des actions quand la structure à dimensionner présente des enjeux particuliers. C'est le cas, par exemple, pour un barrage, une centrale nucléaire, etc. même s'il faut noter que ces ouvrages ne sont pas explicitement couverts par le champ de l'Eurocode 7 et des autres Eurocodes.

L'Eurocode 7 comprend deux parties :

- une partie 1 en rapport avec les règles générales, elle définit les bases du calcul géotechnique selon les Eurocodes ainsi que les principes de justification des différents ouvrages géotechniques ;
- une partie 2 relative à la reconnaissance des terrains et aux essais géotechniques qui définit les différentes étapes du déroulement d'une étude géotechnique. Cette partie correspond à la fusion de deux anciennes parties indépendantes : l'une traitant des essais géotechniques *in situ* et l'autre des essais de laboratoire.

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

2 L'Eurocode 7 – Partie 1

L'Eurocode 7 – Partie 1 est un document qui ne donne que les principes de calcul des ouvrages géotechniques pour l'approche aux états limites. Il est décomposé en sections et en annexes (tableau 1.1).

L'annexe A est la seule annexe normative et est donc obligatoire lorsque l'Eurocode 7 – Partie 1 est utilisé. Elle comprend les facteurs partiels à appliquer pour justifier le dimensionnement d'un ouvrage géotechnique à l'état limite ultime pour les situations durables et transitoires et les facteurs de corrélation à utiliser pour le calcul des fondations profondes à la fois en compression et en traction. Pour ces deux types de facteurs, les valeurs numériques indiquées ne sont données qu'à titre de recommandation. Les valeurs exactes doivent être précisées par chaque pays au moyen d'une annexe nationale et d'autres documents (c'est le cas en France avec les normes d'application nationale de l'Eurocode 7).

Les autres annexes sont informatives et leur application relève du choix de chaque pays membre du CEN. De la même manière, toutes les clauses d'un Eurocode ne sont pas considérées sur le même plan. Certaines clauses précédées d'un (P) valent pour principe tandis que les autres valent pour recommandation.

Tableau 1.1 – Présentation des sections et des annexes de l'Eurocode 7-1

Section	Titre
1	Généralités
2	Bases du calcul géotechnique
3	Données géotechniques
4	Surveillance de l'exécution des travaux, suivi et entretien
5	Remblais, rabattement de nappe, amélioration et renforcement des terrains
6	Fondations superficielles
7	Fondations sur pieux
8	Ancrages
9	Ouvrages de soutènement
10	Rupture d'origine hydraulique
11	Stabilité générale
12	Remblais

Annexe	Titre
A	Facteurs partiels et de corrélation pour les états limites ultimes et valeurs recommandées
B	Commentaires sur les facteurs partiels des approches de calcul 1, 2 et 3
C	Exemples de procédures pour déterminer les valeurs limites de la pression des terres sur les murs verticaux
D	Exemple de méthode analytique de calcul de la capacité portante
E	Exemple de méthode semi-empirique pour l'estimation de la capacité portante
F	Exemple de méthodes d'évaluation du tassement
G	Exemples de méthode de détermination de la pression de contact présumée des fondations superficielles sur rocher
H	Valeurs limites des déformations des structures et des mouvements des fondations
I	Aide-mémoire pour la surveillance des travaux et le suivi du comportement des ouvrages

Sans rentrer en détail dans la présentation de certains points clés de l'Eurocode 7 qui sont l'objet du chapitre 2 de cet ouvrage, il est néanmoins important de présenter certains aspects essentiels pour son application.

Une large gamme de méthodes est proposée par l'Eurocode 7 – Partie 1 pour justifier un ouvrage géotechnique. Hormis le calcul qui est bien entendu autorisé, d'autres méthodes peuvent être employées (Clause 2.1(4)) :

- l'adoption de mesures prescriptives ou forfaitaires ;
- des modèles expérimentaux ou des essais de chargement ;
- une méthode observationnelle.

Les mesures forfaitaires sont utilisées, lorsque les modèles de calcul qui peuvent être utilisés ne représentent pas bien le comportement de l'ouvrage ou lorsqu'ils n'existent pas, ne sont pas nécessaires ou ne sont pas appropriées (mise hors gel, par exemple). Elles peuvent être utilisées dans le cas où des ouvrages similaires ont été construits dans des conditions géotechniques proches.

Les modèles expérimentaux sur des ouvrages de taille réelle ou non fournissent des éléments de justification complémentaires souvent très intéressants. Ils doivent toutefois tenir compte des effets d'échelle, des effets du temps et des différences de terrain entre le modèle et la réalité. On peut considérer, pour ce type de méthodes, les essais de chargement de pieux ou de semelles en vraie grandeur, les essais en centrifugeuse, etc.

La méthode observationnelle permet d'adapter le dimensionnement d'un ouvrage en fonction des mesures qui sont réalisées lors de l'avancement du chantier. Il est dommageable que cette méthode de dimensionnement des ouvrages ne soit pas plus mise en avant car elle permettrait des optimisations conséquentes des ouvrages géotechniques.

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

L'Eurocode 7 définit différentes catégories géotechniques de 1 à 3 en fonction de la complexité de l'ouvrage à dimensionner et des conditions de terrains. La catégorie 1 regroupe les ouvrages simples pour lesquels le dimensionnement peut être réalisé en se référant à des expériences comparables et pour lesquels le risque est négligeable. Les fondations des maisons individuelles et les murs de soutènement de faible hauteur peuvent, par exemple, être classés dans cette catégorie. La catégorie géotechnique 2 comprend les ouvrages géotechniques classiques sans risque exceptionnel. La catégorie géotechnique 3 rassemble les ouvrages qui ne peuvent classés ni en catégorie 1 ni en catégorie 2. On peut ranger dans cette catégorie les fondations d'ouvrages exceptionnels comme les tours de grande hauteur, les ouvrages produisant de l'énergie, etc.

Les états limites ultimes (ELU) que couvre l'Eurocode 7 sont de quatre types :

- STR/GEO : il s'agit d'examiner comment un défaut de résistance du terrain peut affecter la structure portée ;
- UPL : les mécanismes de rupture correspondent à des soulèvements où l'effort ascendant peut être induit par des pressions interstitielles ou des actions structurelles.
- HYD : les mécanismes de rupture examinés correspondent à des phénomènes d'annulation des contraintes effectives, de renard hydraulique, de boulance ou d'érosion régressive.

À nouveau, on peut mentionner l'état limite ultime de type EQU bien qu'il ne soit pas traité de manière spécifique pour l'application de l'Eurocode 7 en France.

Concernant l'ELU de type UPL, l'Eurocode 7 est assez flou puisqu'il inclut dans ce type de mécanisme à la fois les soulèvements induits par des pressions interstitielles et ceux induits par des actions structurelles. Pour ces dernières, dans le cas de structures ancrées par des pieux ou des tirants, l'ELU de type UPL n'est pas en général à traiter puisqu'il est *a priori* géré et couvert par les ELU de type STR/GEO. Les effets ascendants induits par des pressions interstitielles doivent aussi être gérés en toute rigueur selon les ELU de type STR/GEO. Toutefois, dans ce dernier cas, compte tenu des valeurs des coefficients partiels, des écarts non négligeables avec les pratiques usuelles apparaissent.

Pour les ELU STR/GEO dans les situations durables et transitoires uniquement apparaît la notion des approches de calculs, c'est-à-dire la manière dont les coefficients partiels sont appliqués aux actions (A), aux propriétés de résistance des sols (M) et aux résistances globales (R) (portance, butée, résistance au glissement, etc.).

L'Eurocode 7 définit trois approches de calculs qui seront complètement détaillées dans le chapitre 2 :

- l'approche de calcul 1 qui comprend deux combinaisons : la combinaison 1 dit structurelle consiste à associer les coefficients partiels des ensembles A1, M1 et R1 tandis que la combinaison 2 dite géotechnique consiste à associer les coefficients partiels des ensembles A1 ou A2, M2 et R1 ou R4 ;
- l'approche de calcul 2 qui associe les coefficients partiels des ensembles A1, M1 et R2 ;
- l'approche de calcul 3 qui associe les coefficients partiels des ensembles A1 ou A2, M2 et R3.

Pour l'approche de calcul 3 et la combinaison 2 de l'approche de calcul 1, l'ensemble A1 s'applique aux actions structurelles tandis que l'ensemble A2 s'applique aux actions géotechniques c'est-à-dire les actions qui sont transmises par le terrain aux structures (poussée des terres, surcharge sur un terre-plein soutenu par un écran, etc.). L'ensemble R4 concerne uniquement le calcul des pieux.

Pour l'approche de calcul 2, les coefficients partiels sont appliqués aux actions mais peuvent aussi être appliqués aux effets des actions. Dans ce cas, on parle de l'approche de calcul 2.

3 L'Eurocode 7 – Partie 2

La partie 2 de l'Eurocode 7 est divisée en six sections et 24 annexes (tableau 1.2).

C'est un document décrivant les bonnes pratiques de la géotechnique : l'analyse préalable de l'ouvrage à construire, la définition des risques encourus, la détermination du type ainsi que du nombre d'essais sur site et en laboratoire en fonction de ces risques et de l'avancement de l'étude. Il inclut la description de nombreux essais en place et en laboratoire, de nombreuses corrélations entre les paramètres et quelques méthodes de calcul en annexes. Le contenu et les objectifs du rapport géotechnique sont définis de manière précise. Il est à noter que la définition d'un contenu minimal des investigations géotechniques n'est pas explicitement exposée. Il s'ensuit qu'il n'existe pas de références normatives pour définir un volume minimal de reconnaissances géotechniques. C'est le géotechnicien qui reste en charge du volume de reconnaissances et d'essais à réaliser en fonction de la connaissance préalable du site et de l'importance de l'ouvrage à réaliser.

Il est intéressant de constater que l'organisation des études définie par l'Eurocode 7 – Partie 2 traduit une idée de progression des études au cours de l'avancement d'un projet avec un objectif de traitement et d'analyse des risques du plus important vers le plus faible. Cette idée correspond bien avec l'enchaînement des missions géotechniques décrit par la norme NF P 94-500.

4 Les autres normes du TC341 et du T288

Les comités techniques TC 341 et TC 288 du CEN ont la charge d'élaborer les normes respectivement en rapport avec la reconnaissance des terrains et les essais géotechniques d'une part et l'exécution des travaux géotechniques spéciaux d'autre part. La création du TC 341 est d'ailleurs issue d'une demande du TC 250/SC7.

Les normes élaborées dans le cadre du TC341 présentées dans le Tableau 1.3. Ces normes couvrent un très large domaine d'application et ont une forte interaction avec l'Eurocode 7 (à la fois les parties 1 et 2). Elles ont pour objectif de fournir les valeurs des propriétés géotechniques des terrains nécessaires aux calculs. À noter que l'organisation

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

internationale de normalisation (ISO) a, au sein de son TC182, une action de coordination avec le TC341 ce qui permet l'élaboration de normes communes.

Les normes élaborées dans le cadre du TC288 présentées dans le tableau 1.4.

D'autres comités techniques du CEN ont aussi un rapport avec l'ingénierie géotechnique. On peut citer par exemple le TC189 pour les géosynthétiques ou le TC396 pour les terrassements.

Tableau 1.2 – Présentation des sections et des annexes de l'Eurocode 7-2

Section	Titre
1	Généralités
2	Planification des reconnaissances de sites
3	Prélèvements des sols et des roches et mesures hydrauliques
4	Essais en place sur sols et roches
5	Essais de laboratoire sur sols et roches
6	Rapport de reconnaissance du terrain

Annexe	Titre
A	Liste des résultats d'essai des normes d'essais géotechniques
B	Programmation des reconnaissances géotechniques
C	Exemple de détermination de la pression interstitielle fondée sur un modèle et des mesurages sur une longue période
D	Essais de pénétration statique au cône et au piézocône
E	Essai pressiométrique
F	Essai de pénétration au carottier
G	Essai de pénétration dynamique
H	Essai de sondage par poids
I	Essai au scissomètre de chantier
J	Essai au dilatomètre plat
K	Essai de chargement à la plaque
L	Informations détaillées sur la préparation des éprouvettes de sol pour les essais

Annexe	Titre
M	Informations détaillées sur les essais de classification, d'identification et de description des sols
N	Informations détaillées concernant les essais chimiques sur les sols
O	Informations détaillées sur les essais indicatifs de résistance des sols
P	Informations détaillées sur les essais de résistance des sols
Q	Informations détaillées sur les essais de compactage des sols
R	Informations détaillées sur les essais de compressibilité des sols
S	Informations détaillées sur les essais de perméabilité des sols
T	Préparation des éprouvettes de roche pour les essais
U	Essais de classification des roches
V	Essais de gonflement des roches
W	Essais de résistance des roches
X	Bibliographie

Tableau 1.3 – Normes du TC341 (reconnaissance des terrains et essais géotechniques)

NF EN 14688-1 à 3	Identification des sols
NF EN 14689-1 à 3	Identification des roches
NF EN 22475-1 à 3	Prélèvement des sols et qualification des entreprises de sondages
NF EN 22476-1 à 15	Essais in-situ (pénétromètre, pressiomètre, SPT, scissomètre, etc.)
NF EN 22282-1 à 6	Essais d'eau
NF EN 22477-1 à 6	Essais sur structures (essais de pieux, de clous, de tirants, etc.)

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

Tableau 1.4 – Normes du TC288 (exécution des travaux géotechniques spéciaux)

NF EN 1536	Pieux forés (2010)
NF EN 1537	Tirants d'ancrage (2000)
NF EN 1538	Parois moulées (2000)
NF EN 12063	Rideaux de palplanches (1999)
NF EN 12699	Pieux avec refoulement du sol (2001)
NF EN 12715	Injection (2000)
NF EN 12716	Colonnes, panneaux de sol-ciment réalisés par jet (2001)
NF EN 14199	Micropieux (2005)
NF EN 14475	Remblais renforcés (2007)
NF EN 14490	Clouage (2010)
NF EN 14679	Colonnes de sol traité (2005)
NF EN 14731	Amélioration des massifs de sol par vibration (2006)
NF EN 15237	Drainage vertical (2007)

Chapitre 2

Les concepts clés de l'Eurocode 7 – Partie 1

Introduction

L'Eurocode 7 repose sur un certain nombre de concepts clés qui sont communs au dimensionnement de tous les ouvrages géotechniques. Ce chapitre propose d'aborder, en particulier, cinq concepts : les résistances et les actions géotechniques, les valeurs caractéristiques, les valeurs dérivées, les approches de calcul ainsi que les coefficients de modèle et enfin la place du calcul numérique.

Objectifs

Définir les concepts clés de l'Eurocode 7.

Déterminer une valeur caractéristique.

Connaître les approches de calcul.

Plan

1 Les résistances et les actions en géotechnique

La justification d'un ouvrage géotechnique selon l'Eurocode 7 nécessite de définir des actions et des résistances et de les comparer en considérant des coefficients partiels qui vont venir multiplier les actions et diviser les résistances.

Cette distinction entre actions et résistances peut paraître évidente pour des fondations superficielles et des fondations profondes. Les charges verticales supportées par une fondation constituent des actions et sont équilibrées par la réaction du sol qui s'assimile à une résistance. La stabilité d'une fondation dépend de la différence entre les actions et la résistance du sol. Dans ce cas, la résistance mobilisable dans le sol est directement liée aux propriétés géotechniques du terrain sous la fondation : plus l'angle de frottement du sol support est grand, plus sa pression limite ou sa résistance de cône sont élevées, plus la résistance mobilisable sous la fondation est importante.

Néanmoins, dans le cas de fondations superficielles soumises à des charges inclinées ou à des charges excentrées, il n'est plus possible de lier de manière univoque la résistance

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

du sol aux propriétés géotechniques du terrain. En effet, les expérimentations réalisées montrent que la portance d'une fondation superficielle dépend de l'inclinaison et de l'excentrement du chargement. Plus la charge est inclinée ou excentrée, plus la résistance du sol mobilisable diminue. Ce cas, encore simple, montre que les notions d'actions et de résistances pour une fondation superficielle sont liées. Par conséquent, le choix des coefficients partiels sur les actions a des conséquences sur le choix des coefficients partiels appliqués aux résistances.

Pour d'autres ouvrages comme des murs ou des écrans de soutènement, la distinction entre les résistances et les actions géotechniques est encore moins évidente. La pression des terres en arrière d'un écran est le cas le plus symptomatique. Elle peut être considérée comme une action puisque c'est elle qui peut induire un défaut de stabilité du mur ou de l'écran de soutènement, mais elle dépend aussi des propriétés de résistance du sol. Dans l'Eurocode 7, il a été décidé que la pression des terres est une action géotechnique.

D'autres actions géotechniques peuvent être définies : le frottement négatif, le retrait ou le gonflement induit par des phénomènes de dessiccation ou d'humidification, la poussée transversale des terrains provoquée par un remblai construit sur un sol mou, etc.

Dans le cas d'un écran de soutènement, la pression des terres en avant de l'écran dépend des propriétés de résistance du sol mais comme elle contribue à assurer la stabilité de l'ouvrage, elle est assimilée à une résistance géotechnique.

D'autres résistances géotechniques peuvent être définies : la portance, la résistance au glissement sous une fondation superficielle.

Dans le cas d'un mur de soutènement, la pression des terres est une action géotechnique et est d'autant plus importante que le sol présente des propriétés de résistance faibles. La résistance mobilisable par le mur dans le terrain de fondation dépend aussi des propriétés de résistance du sol et encore de la pression des terres puisque celle-ci influe sur l'excentrement et l'inclinaison de la charge appliquée sur le mur. Ce cas, pourtant simple, montre que le dimensionnement des ouvrages géotechniques en distinguant des actions et des résistances n'est pas aussi évident qu'il y paraît. En géotechnique, les actions et les résistances sont liées et interagissent entre elles.

2 Les valeurs caractéristiques

Dans les Eurocodes, les valeurs caractéristiques sont désignées par le symbole « k » en indice. On parle ainsi des valeurs caractéristiques pour la cohésion ou l'angle de frottement d'un sol, pour la portance d'une fondation superficielle, pour la butée devant un écran de soutènement, etc.

Dans la section 2.4.5, l'Eurocode 7 – Partie 1 revient en détail sur les valeurs caractéristiques des propriétés géotechniques. Toutefois, il n'entre pas suffisamment dans le détail de la définition de la valeur caractéristique d'une portance de fondation superficielle ou de fondation profonde ou de la valeur caractéristique de la butée en avant d'un écran.

La notion de valeurs caractéristiques peut s'adresser à la fois aux propriétés géotechniques des terrains et aux résistances et actions géotechniques. Pour les deux cas, le terme « caractéristique » n'a pas la même signification.

2.1 Les propriétés géotechniques des terrains

La valeur caractéristique des propriétés géotechniques des terrains est définie selon deux points de vue.

Le premier point de vue reflète la volonté de continuer à utiliser les valeurs habituelles des propriétés géotechniques, c'est-à-dire les valeurs que le projeteur a l'habitude de considérer lors d'un projet géotechnique. En France, ces habitudes de choix n'obéissent à aucune règle précise et toute démarche peut être considérée comme acceptable tant qu'elle n'a pas conduit à des désordres.

L'Eurocode 7 – Partie 1 précise néanmoins que le choix d'une valeur caractéristique doit faire référence à l'état limite considéré et à l'estimation de la valeur moyenne des propriétés des terrains mis en jeu. Ce dernier aspect pointe le fait que la stabilité d'un ouvrage géotechnique fait intervenir des volumes de terrain suffisamment grands et que, par conséquent, il n'est pas utile de s'intéresser à une valeur locale qui pourrait être trop faible et conduire à des dimensionnements trop conservateurs. De manière générale, il est indiqué que le choix d'une valeur caractéristique doit reposer sur une estimation prudente de la valeur qui influence l'occurrence de l'état limite.

Le second point de vue repose sur la mise en œuvre d'outils statistiques et fait intervenir une notion de risque à 5 %. L'Eurocode 7 – Partie 1 précise deux aspects très importants pour le choix d'une valeur caractéristique avec un risque de 5 %. Dans le cas où la rupture du terrain ne peut être locale et qu'un volume de terrain suffisamment important intervient dans l'équilibre de l'ouvrage, la valeur statistique à considérer est la valeur moyenne d'un ensemble limité de paramètres géotechniques avec un niveau de confiance de 95 %. Dans le cas de l'éventualité d'une rupture locale, la valeur statistique à considérer est la valeur la plus faible ce qui correspond au fractile à 5 % de l'ensemble limité de paramètres géotechniques.

Les outils statistiques les plus simples pour répondre à ces exigences statistiques peuvent être tirés de l'Annexe D de l'Eurocode 0. À partir d'un ensemble de N valeurs X_i (supposées suivre une loi normale ou dont le logarithme suit une loi normale $Y_i = ln(X_i)$) dont la moyenne est X_m, l'écart-type mesuré σ et l'écart-type réel s, ces relations sont les suivantes :

- pour une estimation prudente de la moyenne $X_{m;f}$ (c'est-à-dire une estimation de la moyenne avec un niveau de confiance de 95 %) :
  - $X_{m;f} = X_m - ks$ avec $k = n_{0,05} / \sqrt{N}$ où $n_{0,05}$ est le fractile à 5 % de la loi normale centrée réduite ;
  - $X_{m;f} = X_m - k\sigma$ avec $k = t_{0,05}^{N-1} / \sqrt{N}$ où $t_{0,05}^{N-1}$ est le fractile à 5 % de la loi de Student à $N - 1$ degrés de liberté ;

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

- pour une estimation de la valeur la plus faible X_f (c'est-à-dire le fractile à 5 %) :
  - $X_f = X_m - ks$ avec $k = n_{0,05} / \sqrt{1+1/N}$;
  - $X_f = X_m - k\sigma$ avec $k = t_{0,05}^{N-1} / \sqrt{1+1/N}$.

Les valeurs des coefficients k pour l'estimation du fractile à 5 % correspondent respectivement aux première et seconde lignes du tableau D.1 de l'annexe D de l'Eurocode 0.

Une estimation prudente de la moyenne tend assez vite vers la moyenne de l'ensemble de valeurs à partir duquel elle est calculée. L'estimation du fractile à 5 % est au plus égal à $X_m - 1{,}65\sigma$.

En général, dans une couche de sol où l'on cherche à déterminer statistiquement la valeur d'une propriété géotechnique, l'écart-type réel est inconnu et il est nécessaire d'utiliser les fractiles de la loi de Student pour déterminer une estimation prudente de la valeur moyenne ou une estimation de la valeur la plus faible. Cette approche est très conservative surtout quand l'écart-type mesuré est élevé. Il est intéressant dans ce cas de considérer une borne supérieure connue de l'écart-type et d'appliquer les relations mettant en jeu la loi normale centrée réduite.

Ces notions relatives aux valeurs caractéristiques trouvent toute leur application lors de l'élaboration du modèle géotechnique. Ce modèle est essentiel à la conception et à la réalisation d'un projet géotechnique. Il comprend la géométrie des différentes couches de terrain ainsi que les valeurs représentatives ou caractéristiques des propriétés des sols. Ces valeurs correspondent aux valeurs moyennes, aux valeurs moyennes prudentes et le cas échéant aux valeurs les plus faibles des propriétés géotechniques des terrains. Le modèle géotechnique doit par conséquent faire l'objet d'une analyse détaillée du fonctionnement de l'ouvrage et des volumes de sol mis en jeu.

D'autres outils statistiques existent toutefois pour contourner ce problème. Par exemple, la droite des moindres carrés, est déterminée par minimisation de la somme des carrés des écarts entre les valeurs prédites et les valeurs mesurées. Le coefficient directeur et l'ordonnée à l'origine de cette droite peuvent être affectés d'une marge d'erreur.

2.2 Les résistances

L'Eurocode 7 donne très peu d'indications sur la manière d'obtenir les valeurs caractéristiques des résistances comme la portance ou la butée. La détermination de la valeur caractéristique des résistances est toutefois plus complexe que celle des propriétés géotechniques des terrains car elle inclut à la fois la variabilité spatiale des propriétés du terrain et la dispersion du modèle de calcul.

L'identification dans le calcul d'une valeur caractéristique de la variabilité spatiale des terrains et de la dispersion du modèle n'est pas évidente. En fait, elle n'est possible que si le modèle de calcul peut être étalonné avec un certain nombre d'essais expérimentaux au droit desquels les propriétés de terrain sont connues avec une incertitude suffisamment faible pour pouvoir être négligée. Cette situation se rencontre uniquement pour les semelles et les pieux quand des essais de chargement ont lieu. En général, les propriétés des terrains sont connues de manière fiable et il est alors possible de comparer, par exemple,

les valeurs de portance mesurées lors des essais avec les valeurs calculés avec le modèle de calcul à étalonner. En France, des facteurs de modèles ont ainsi été définis permettant de déterminer des valeurs caractéristiques pour le calcul de la portance des fondations superficielles et profondes. La détermination de ces coefficients repose sur l'analyse d'une base de données d'essais de chargement de semelle et de pieux.

La variabilité spatiale des terrains et leur prise en compte dans l'estimation d'une valeur caractéristique de résistance comme la portance d'un pieu ou la butée en avant d'un écran est beaucoup plus délicate. L'Eurocode 7 – Partie 1 fournit, pour le calcul de la portance des pieux avec des données issues d'essais en place comme le pressiomètre ou le pénétromètre, certains éléments de réflexion à partir des coefficients de corrélation ξ (« méthode ksi »).

Par exemple, dans le cas d'un bâtiment au droit duquel dix sondages pénétrométriques ont été effectués, la méthode ksi consiste à calculer la portance d'un pieu de type et de dimensions données (profondeur et diamètre) au droit de chaque essai. Il est alors possible d'obtenir dix valeurs de portance : la valeur moyenne et la valeur minimale sont alors calculées et sont divisées par des coefficients de corrélation spécifiques pour obtenir une valeur calculée $R_{cal\,;\,\xi}$:

$$R_{cal\,;\xi} = \text{Min}\left\{\frac{R_{\text{moy}}}{\xi_3} ; \frac{R_{\text{min}}}{\xi_4}\right\}$$

Ces dix valeurs peuvent aussi subir un traitement statistique comme celui présenté dans la section 1.2.1 en considérant le plus souvent une loi log-normale (la portance des pieux pouvant être supposées toujours positives).

Cette méthode mettant en œuvre des facteurs de corrélation tient un rôle particulier dans l'Eurocode 7 puisqu'elle permet, dans le cas de fondations profondes, d'obtenir, sans traitement subjectif de l'ingénieur géotechnicien, une valeur caractéristique. Dans ce sens, son utilisation, ou du moins les principes qui la sous-tendent, pourrait, dans le cadre de projet de recherche, par exemple, être étendue à d'autres types d'ouvrages.



3 Les valeurs dérivées

La notion de valeurs dérivées définie dans l'Eurocode 7 est bien souvent passée sous silence mais tient une place primordiale dans la stratégie d'un projet géotechnique puisqu'elle permet d'introduire les méthodes reliant les paramètres mesurés en laboratoire ou *in situ* aux paramètres utilisés pour le calcul. Cette étape intervient avant le choix de la valeur caractéristique et la détermination de la valeur de calcul d'un paramètre géotechnique.

Cette notion permet de délimiter le champ d'application des parties 1 et 2 de l'Eurocode 7. La partie 2 de l'Eurocode 7 permet l'obtention des valeurs dérivées tandis que

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

la partie 1 traite du choix de la valeur caractéristique puis de la valeur de calcul. Dans une optique de conception d'un ouvrage géotechnique, on peut dire que la partie 2 de l'Eurocode 7 est utilisée tant que l'ouvrage géotechnique n'est pas complètement déterminé tandis que la partie 1 est mise en œuvre dès lors qu'il est complètement connu et que les mécanismes de déformation et de rupture permettant de préciser les volumes de terrain mis en jeu peuvent être déterminés.

Trois principales méthodes sont acceptées pour obtenir une valeur dérivée : des analyses théoriques, des corrélations et des raisonnements empiriques. Il s'agit de donner un cadre à la détermination de paramètres intrinsèques de résistance ou de déformation à partir d'essais le plus souvent réalisés *in situ*. Le concept de facteur d'étalonnage est introduit dans la clause 6 de la section 2.4.3 de la partie 1 de l'Eurocode 7 pour convertir les résultats des essais en place ou en laboratoire en valeurs représentant le comportement du sol et de la roche en place pour l'état limite considéré, ou pour tenir compte des corrélations utilisées pour obtenir les valeurs dérivées des résultats d'essais.

4 Les approches de calcul

L'Eurocode 0 introduit pour la justification des ELU dans les situations durables et transitoires trois approches de calcul. Ces approches de calcul permettent d'appliquer des coefficients partiels sur les actions (γ_F), les effets des actions (γ_E), sur les propriétés intrinsèques de résistance des sols (γ_M) et sur les résistances (γ_R).

Les valeurs numériques des coefficients partiels à appliquer aux actions (γ_F) ou aux effets des actions (γ_E) appartiennent à un ensemble A composé de deux sous-ensembles (tableau 2.1) : A1 pour les actions structurelles et A2 pour les actions géotechniques. Les coefficients partiels γ_E sont toujours à choisir dans le sous-ensemble A1.

Tableau 2.1 – Coefficients partiels à appliquer aux actions ou aux effets des actions

		Actions structurelles Ensemble A1	**Actions géotechniques Ensemble A2**
Actions dites permanentes	Défavorables	1,35	1,0
	Favorables	1,0	1,0
Actions dites variables	Permanentes défavorables	1,5 (ou 1,35 pour les charges d'exploitation des ponts)	1,3
	Permanentes favorables	0,0	0,0

Les valeurs numériques des coefficients partiels à appliquer aux propriétés intrinsèques de résistance des sols, c'est-à-dire c_u ou c et ϕ, appartiennent à l'ensemble M composés des sous-ensembles M1 et M2 (tableau 2.2).

Tableau 2.2 – Coefficients partiels à appliquer aux propriétés de résistance au cisaillement

	Ensemble M1	Ensemble M2
Résistance au cisaillement – γ_φ (appliqué à $\tan \varphi$)	1,0	1,25
Cohésion drainée – γ_c	1,0	1,25
Cohésion non drainée – γ_{cu}	1,0	1,4
Résistance non confinée – γ_{qu}	1,0	1,4
Masse volumique – γ_γ	1,0	1,0

Les valeurs numériques des coefficients partiels à appliquer aux résistances appartiennent à l'ensemble R décomposé en quatre sous-ensembles : R1, R2, R3 et R4 (tableau 2.3). L'ensemble R4 non présenté dans ce livre est dédié à la justification des pieux avec l'approche de calcul 1 combinaison 2 qui n'est pas utilisée en France (voir Chapitre 3).

Tableau 2.3 – Coefficients partiels à appliquer aux résistances

	Ensemble R1	Ensemble R2	Ensemble R3
Portance des fondations superficielles	1,0	1,4	1,0
Butée	1,0	1,4	1,0
Résistance au glissement	1,0	1,1	1,0

Pour chaque approche de calcul, les différents ensembles de coefficients partiels doivent être combinés de la manière qui suit.

Approche de calcul 1 :

- Combinaison 1 (combinaison structurelle) : « A1 » + « M1 » + « R1 »
- Combinaison 2 (combinaison géotechnique) : « A1 ou A2 » + « M2 » + « R1 » ou pour les pieux « A1 » + « M1 » + « R4 »

Approche de calcul 2 :

- « A1 » + « M1 » + « R2 »

Approche de calcul 3 :

- « A1 ou A2 » + « M2 » + « R3 »

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

Les valeurs des différents coefficients partiels peuvent être modifiées par chaque pays. Ce choix est, en général, précisé dans l'annexe nationale à l'Eurocode 7 – Partie 1 de chaque pays. Ces ensembles de coefficients peuvent aussi être complétés par d'autres coefficients dits de modèle.

Dans l'approche de calcul 1 – combinaison 2 et l'approche de calcul 3, les ensembles A1 et A2 sont utilisés selon la nature de l'action s'appliquant sur l'ouvrage. La figure 2.1 présente à titre d'exemple deux actions variables, l'une géotechnique et l'autre structurelle. L'action d'accostage Q_1 est une action variable qui s'applique directement sur l'écran, c'est donc une action structurelle, et est pondérée par un coefficient partiel égal à 1,3. Cette valeur est plus faible que celle utilisée dans l'approche de calcul 2 et égale à 1,5 car les propriétés des terrains ont déjà été réduites avec les coefficients partiels de l'ensemble M2. La surcharge variable Q_2 à l'arrière de l'écran « transite » par le terrain avant de s'appliquer sur l'écran et a donc un caractère géotechnique. Elle est donc pondérée par 1,3.

L'approche de calcul 2 présente une variante : l'approche de calcul 2* (« deux étoiles »). Pour cette approche de calcul, les facteurs partiels ne sont pas directement appliqués aux actions mais à leurs effets, c'est-à-dire des moments fléchissants ou des efforts tranchants. L'approche de calcul 2* trouve surtout son utilisation dans le cas d'écrans de soutènement. En effet, l'équilibre de l'écran est justifié sans appliquer de facteurs de partiels notamment à la poussée des terres et les moments fléchissants considérés comme des effets des actions peuvent alors majorer par les facteurs partiels de l'ensemble A1. Le Chapitre 7 revient en détail sur les approches de calcul 2 et 2*. Les fondations superficielles sont un autre ouvrage pour lequel la distinction entre les approches de calcul 2 et 2* est importante : avec l'approche de calcul 2, l'excentrement et l'inclinaison pris en en compte dans le calcul de la portance sont déterminés avec les valeurs de calcul des actions (c'est-à-dire en multipliant les valeurs caractéristiques par les facteurs partiels de l'ensemble A1) tandis qu'avec l'approche de calcul 2*, l'excentrement et l'inclinaison pris en compte dans le calcul de la portance sont déterminés avec les valeurs caractérisitques des actions. Cette différence dans la manière d'utiliser les coefficients partiels crée des différences parfois importantes. Le Chapitre 5 revient en détail sur cet aspect.

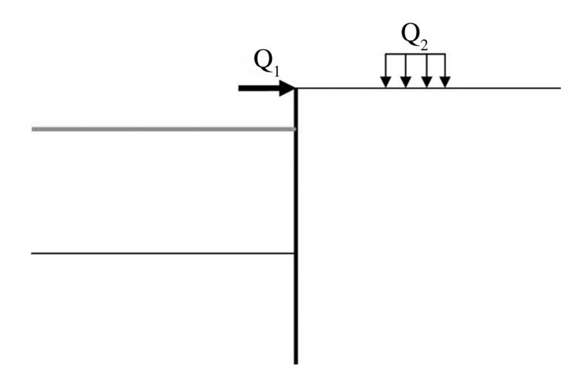


Figure 2.1 – Exemple d'action structurelle et d'actions géotechniques pour un écran de soutènement

5 La place du calcul numérique

L'Eurocode 7 – Partie 1 et les différentes normes d'application nationale laissent une large part au calcul numérique par la méthode des éléments finis ou des différences finies pour la justification des ouvrages géotechniques à la fois aux ELS et aux ELU.

Aux ELS, pour l'estimation des déformations et des déplacements à la fois du sol et des structures, le calcul numérique est un outil très puissant. Un soin particulier doit toutefois être apporté aux hypothèses de calcul et de nombreuses questions sont à considérer en pratique. La plus importante, sans doute, concerne l'évaluation des paramètres du calcul : les calculs classiques d'équilibre limite ne nécessitent que le poids volumique du sol et ses paramètres de résistance (cohésion et angle de frottement interne pour un calcul en contraintes effectives ou cohésion non drainée pour un calcul en contraintes totales). Le calcul par la méthode des éléments finis exige en plus de déterminer les paramètres de déformabilité (le module d'Young, le coefficient de Poisson et la règle d'écoulement plastique, dans le cas le plus simple), l'état initial des contraintes, des conditions aux limites et éventuellement des perméabilités en cas de calculs couplés. Dans l'état actuel des connaissances, l'état initial des contraintes ne peut être estimé sans trop d'incertitudes que pour un massif de sol plan constitué de couches horizontales. Dans le cas des pentes, la détermination de l'état initial des contraintes est un problème complexe sans solution évidente.

Aux ELU, le principal écueil du calcul numérique, en dehors des difficultés déjà présentées, est lié d'une part à l'application des coefficients partiels et, d'autre part, aux valeurs à attribuer à ces coefficients partiels. Dans ce dernier cas, le principal problème est celui du calage du modèle numérique. En effet, les coefficients partiels sont calibrés pour des modèles de calcul dont la robustesse et la fiabilité ont été sanctionnées par l'expérience. Le calcul numérique sort parfois du cadre d'application des modèles de calcul traditionnels et les coefficients partiels à utiliser ne peuvent pas toujours être ceux recommandés par les normes. En général, il convient de justifier l'équivalence des calculs réalisés par les méthodes des éléments finis avec les mécanismes de référence pour lesquels les niveaux réglementaires de sécurité ont été établis.

Les normes d'application nationales laissent en général le choix des approches de calcul (2, 2* ou 3) selon le type d'ouvrage.

L'approche de calcul 2 peut facilement être mise en œuvre dans le cas où il est aisé de distinguer les actions et les résistances, c'est-à-dire dans le cas où le sol intervient seulement comme une résistance. Ce cas de figure concerne principalement les fondations superficielles. Pour ce type d'ouvrage, la mise en œuvre de l'approche de calcul 2 consiste à augmenter la charge appliquée sur la fondation jusqu'à déterminer la charge ultime. Le caractère ultime de la charge peut être fixé par référence, soit à des critères de déplacements, par exemple, un enfoncement de 10 % du diamètre pour un pieu, soit à des critères numériques, par exemple, la non convergence de calcul. La valeur obtenue

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

pour la charge ultime doit être divisée par les coefficients partiels appropriés et être comparée à la valeur de calcul des actions s'appliquant sur la fondation.

Les approches de calcul 2* et 3 sont souvent utilisées dans les problèmes de complexes où les actions et les résistances ne peuvent pas être clairement identifiées. L'approche de calcul 2* permet de contrôler les efforts dans les éléments structurels considérés tandis que l'approche de calcul 3 permet de contrôler la mobilisation de la résistance au cisaillement du terrain.

L'approche de calcul 2* est aisée à mettre en œuvre puisqu'il convient de réaliser un calcul sans aucune pondération hormis sur les charges variables où un facteur partiel égal à 1,1 est utilisé puis de multiplier les efforts obtenus dans les éléments structuraux par 1,35.

L'approche de calcul 3 peut être mise en œuvre de deux manières différentes.

La première consiste à lancer le calcul avec les valeurs de calcul des propriétés de résistance, c'est-à-dire en appliquant aux valeurs caractéristiques de ces propriétés les coefficients partiels appropriés. L'état initial des contraintes défini par le coefficient de pression des terres au repos n'étant pas un paramètre de résistance n'a pas à être pondéré. Dans le cas où des actions sont à considérer, celles-ci doivent être prises en compte dans le calcul avec leur valeur de calcul. La convergence du calcul suffit à montrer que le dimensionnement de l'ouvrage est justifié sous ce cas de charge.

La seconde consiste à lancer le calcul avec les valeurs caractéristiques des propriétés de résistance et les valeurs de calcul des actions. Elle est utilisée dans le cas où le terrain agit à la fois comme une action et comme une résistance. C'est le cas des problèmes de stabilité des pentes (remblais et déblais), d'écrans de soutènement où le sol induit des forces de poussée et des forces de butée qui sont respectivement définies comme des actions et des résistances. Dans ce cas, le calcul est réalisé jusqu'à atteindre un premier équilibre. Des procédures numériques permettent alors la réduction progressive des valeurs des propriétés de résistance des terrains. Le calcul est stoppé selon un critère de convergence défini au préalable. Les coefficients qui ont permis la réduction des valeurs des propriétés de résistance des terrains constituent alors des coefficients partiels de résistance. Selon leurs valeurs, le dimensionnement de l'ouvrage est jugé suffisant ou non. Durant la procédure de réduction des paramètres de résistance, il est nécessaire de contrôler les efforts dans les éléments structuraux afin que ceux-ci ne reprennent des efforts pour lesquels ils ne sont pas dimensionnés.

2.1 Estimation d'une valeur caractéristique d'une couche de terrain

Trois sondages pressiométriques ont été réalisés dans un terrain limoneux. Il s'agit d'appliquer les relations de la section 2.2 à la détermination de valeurs caractéristiques.

Deux cas sont distingués :

1. Aucun ouvrage n'est clairement identifié et il convient de déterminer de différentes manières la valeur caractéristique de pression limite nette qui définirait cette épaisseur de terrain limoneux.

2. Une fondation superficielle filante de 2 m de large fondée à 1 m de profondeur est considérée. Il convient de proposer la valeur caractéristique de la pression limite nette équivalente pour le calcul de la portance de cette fondation.

On considère : $\overline{X_{\text{moy}}} = 880$ kPa, $\overline{X_{\text{geom}}} = 868$ kPa et $\sigma_{\ln} = 152$ kPa, $\sigma_{\ln} = 0{,}165$ et $C_{OV} = 0{,}173$ avec $C_{OV} \sim \sigma / \overline{X_{\text{moy}}}$.

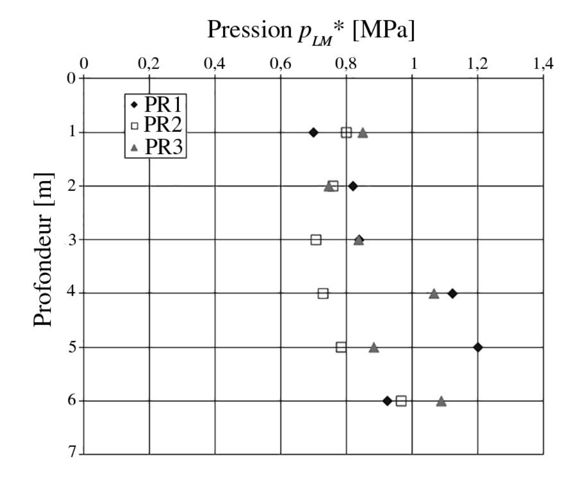


Figure 2.2 – Sondages pressiométriques PR1, PR2 et PR3

Solutions



2.1 **1.** Dans ce cas, il s'agit de définir la valeur caractéristique de pression limite nette associée à ces 18 valeurs. On pourrait faire l'objection que ces valeurs ne sont pas représentatives d'une couche homogène. En supposant que ces 18 valeurs appartiennent à une couche homogène, on peut obtenir les résultats suivants :

- la valeur moyenne prudente (en considérant la moyenne arithmétique) : 817 kPa ;
- la valeur moyenne prudente (en considérant la moyenne géométrique) : 811 kPa ;
- le fractile à 5 % (en considérant la moyenne arithmétique) : 608 kPa ;
- le fractile à 5 % (en considérant la moyenne géométrique) : 646 kPa.

Les estimations des fractiles à 5 % apparaissent très faibles et ne correspondent pas à une pratique habituelle du choix des valeurs des propriétés des terrains. Les valeurs moyennes correspondent beaucoup plus au choix qui pourrait être fait dans le cadre d'un projet.

On peut aussi tracer la droite des moindres carrés (DMC) qui permet de définir une droite moyenne prenant en compte l'influence de la profondeur.

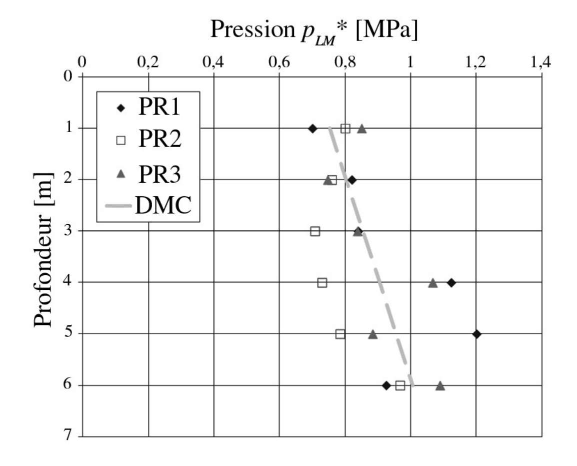


Figure 2.3 – Sondages pressiométriques PR1, PR2 et PR3 et interpolation par la droite de moindres carrés

2. Pour une fondation superficielle de 2 m de large, le mécanisme de rupture descend à 1,5 B sous la fondation, soit 4 m de profondeur dans ce cas (N = 12). Les différentes estimations de la pression limite nette peuvent être les suivantes :

- la moyenne géométrique : 822 kPa ;
- la valeur prise à une profondeur 2/3B sous la fondation sur la droite des moindres carrés : 840 kPa ;
- la valeur moyenne prudente (en considérant la moyenne arithmétique) : 762 kPa ;
- la valeur moyenne prudente (en considérant la moyenne géométrique) : 761 kPa ;
- le fractile à 5 % (en considérant la moyenne arithmétique) : 581 kPa ;
- le fractile à 5 % (en considérant la moyenne géométrique) : 622 kPa.



Les estimations des fractiles à 5 % apparaissent, à nouveau, très faibles et ne correspondent pas à une pratique habituelle du choix des valeurs des propriétés des terrains. Les valeurs moyennes correspondent beaucoup plus au choix qui pourrait être fait dans le cadre d'un projet.

Il est intéressant de remarquer que les différentes normes de calcul françaises pour la justification des fondations superficielles proposent implicitement un choix de la méthode de calcul de la valeur caractéristique de la pression limite nette en considérant la moyenne géométrique. C'est avec cette valeur que les facteurs de portance sont étalonnés.

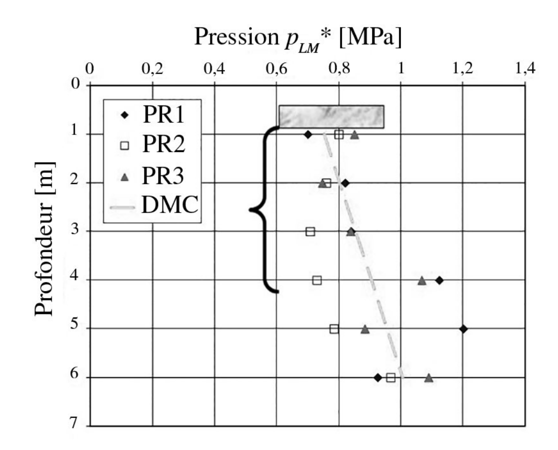


Figure 2.4 – Sondages pressiométriques PR1, PR2 et PR3 et interpolation par la droite de moindres carrés sous la semelle à considérer

Chapitre 3

L'application de l'Eurocode 7 en France

Introduction

Dans chaque pays européen, l'Eurocode 7 est utilisé au moyen d'une annexe nationale qui donne notamment les valeurs des coefficients partiels à appliquer pour le calcul de chaque ouvrage. En France, cette annexe nationale appelle des normes d'application nationale qui permettent l'application pratique des principes et des concepts de l'Eurocode 7. Ce chapitre décrit le système où l'Eurocode 7 est appliqué en France avec son annexe nationale et ses normes d'application nationale.

Objectifs

Connaître le contenu de l'annexe nationale française de l'Eurocode 7.

Connaître les normes d'application nationale de l'Eurocode 7.

Comprendre le rôle des facteurs de modèle en France.

Plan

1 L'annexe nationale de l'Eurocode 7

Dans chaque pays appartenant au CEN, l'application des Eurocodes sur le territoire national est liée à une Annexe nationale. Ce document précise les orientations nationales à suivre pour les clauses pour lesquelles les Eurocodes laissent une possibilité de choix. Ces clauses sont en général détaillées à la fin de l'avant-propos.

En France, seule la partie 1 de l'Eurocode 7 est dotée d'une Annexe nationale. Il a été jugé que la partie 2 de l'Eurocode 7, sans doute de par son caractère général, n'en nécessitait pas.

L'Annexe nationale de l'Eurocode 7 – Partie 1 est relative aux clauses suivantes :

- pour la section 2 : 2.1(8)P, 2.4.6.1(4)P, 2.4.6.2(2)P, 2.4.7.1(2)P, 2.4.7.1(3), 2.4.7.2(2)P, 2.4.7.3.2(3)P, 2.4.7.3.3(2)P, 2.4.7.3.4.1(1)P, 2.4.7.4(3)P, 2.4.7.5(2)P, 2.4.8(2), 2.4.9(1)P, 2.5(1) ;

- pour la section 7 : 7.6.2.2(8)P, 7.6.2.2(14)P, 7.6.2.3(4)P, 7.6.2.3(5)P, 7.6.2.3(8), 7.6.2.4(4) P, 7.6.3.2(2)P, 7.6.3.2(5)P, 7.6.3.3(3)P, 7.6.3.3(4)P, 7.6.3.3(6) ;
- pour la section 8 : 8.5.2(2)P, 8.5.2(3), 8.6(4) ;
- pour la section 11 : 11.5.1(1)P ;
- pour l'annexe A :
  – A.2 ;
  – A.3.1, A.3.2, A.3.3.1, A.3.3.2, A.3.3.3, A.3.3.4, A.3.3.5, A.3.3.6 ;
  – A.4 ;
  – A.5.

L'Annexe nationale française comporte 10 pages et comprend donc relativement peu d'informations. L'ensemble des coefficients partiels fournis dans l'Eurocode 7 – Partie 1 notamment dans son Annexe A est accepté sous réserve ne pas être modifié par l'une six normes d'application nationale complétant l'Eurocode 7 – Partie 1 :

- la norme NF P 94-261 pour les fondations superficielles publiée en juillet 2013 ;
- la norme NF P 94-262 pour les fondations profondes publiée en juillet 2012 puis en février 2013 suite à des erreurs d'impression ;
- la norme NF P 94-270 pour les remblais renforcés et le clouage publiée en mars 2009 ;
- la norme NF P 94-281 pour les murs de soutènement publiée en avril 2014 ;
- la norme NF P 94-282 pour les écrans de soutènement et les ancrages publiée en juillet 2009 ;
- la norme NF P 94-290 pour les ouvrages en terre actuellement en cours de projet.

Ces normes, en plus de définir les coefficients partiels à utiliser, détaillent les modèles de calcul à mettre en œuvre pour la justification des ouvrages géotechniques. Un bref descriptif du contenu de chaque norme est esquissé dans la section 3 de ce chapitre.

La présentation détaillée de ces normes, hormis celle relatives au calcul des remblais renforcés et des clouages (NF P 94-270) et celle en rapport avec les ouvrages en terre (NF P 94-290), est l'objet des chapitres 4 à 7 de cet ouvrage :

- chapitre 4 pour les fondations superficielles ;
- chapitre 5 pour les fondations profondes ;
- chapitre 6 pour les écrans de soutènement ;
- chapitre 7 pour les murs de soutènement.

Les principales recommandations fournies par l'Annexe nationale concernent :

- le lien entre la classe de conséquence (CC1, CC2 ou CC3) et la catégorie géotechnique d'un ouvrage (tableau 3.1). L'idée est d'adapter les méthodes de reconnaissance des sols et de calcul à la complexité de l'ouvrage et aux effets qui pourraient être causés par des défaillances de cet ouvrage. Les différents documents normatifs relatifs à ce sujet ne sont pas tous très clairs et le tableau ci-dessous présentant la correspondance entre les classes de conséquence et les catégories géotechniques comprend une certaine liberté d'interprétation ;

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

Tableau 3.1 – Correspondances entre les classes de conséquences et les catégories géotechniques

Classe de conséquence	Conditions de site	Catégorie géotechnique	Bases des justifications
CC1	Simples et connues	1	Expérience et reconnaissance géotechnique qualitative admises
	Complexes	2	Reconnaissance géotechnique et calculs nécessaires
CC2 ou CC3	Simples et connues		
	Complexes	3	Reconnaissance géotechnique et calculs approfondis

- le choix des approches de calcul avec l'impossibilité d'appliquer l'approche de calcul 1. Le choix entre les approches de calcul 2, 2* et 3 est fait selon la nature de l'ouvrage dans la norme d'application nationale qui lui est relative ;
- les niveaux d'eau qui sont définis selon les principes présentés dans l'Annexe nationale de l'Eurocode 0. Il est important de retenir pour la justification des ouvrages que l'action de l'eau, malgré son caractère variable évident, est toujours considérée comme une action permanente. Le caractère variable de l'action de l'eau est traité par l'analyse de différentes situations de calcul correspondant chacune à un choix spécifique du niveau d'eau.

La définition des niveaux d'eau est présentée dans l'Annexe nationale de l'Eurocode 7 – Partie 1 avec un renvoi vers l'Annexe nationale française de l'Eurocode 0. Il faut ici comprendre que les niveaux d'eau ne servent pas uniquement à définir des actions géotechniques mais aussi des actions structurelles. Il est donc logique que la définition de ces niveaux soit présentée dans l'Annexe nationale de l'Eurocode 0 qui assure la cohérence de l'utilisation de chacun des autres Eurocodes.

Différents niveaux d'eau sont définis et associés à des états limites et des combinaisons de charge spécifiques :

- à l'ELU accidentel : le niveau EE ou Ee ;
- à l'ELU pour les situations durables et transitoires : le niveau EH ou Eh ;
- à l'ELS caractéristique : le niveau EH ou Eh ;
- à l'ELS fréquent : le niveau EF ou Ef ;
- à l'ELS quasi-permanent : le niveau EB.

Les différents niveaux d'eau sont définis de la manière suivante :

- EH ou Eh présente la valeur caractéristique du niveau d'eau et correspond en général à une période de retour de 50 ans. Cette période de retour doit être adaptée selon la durée de vie de l'ouvrage (elle peut donc être plus importante pour les ponts) et selon le caractère permanent ou transitoire de la situation considérée. Pour des situations transitoires correspondant par exemple, à des travaux, elle peut être fixée pour des

périodes de référence, par exemple de cinq ans (crue de chantier). Dans le cas où des cotes d'inondabilité seraient définies dans un PPRI, EH peut être supérieur au niveau EE défini par la cote d'inondabilité exigée dans le PPRI et de ce fait physiquement sans signification ;

- EF ou Ef et EB sont déduits du niveau EH (figure 3.1). Les niveaux EF et EB peuvent respectivement être dépassés durant 1 % et 50 % du temps de référence pris en compte pour définir EH ;
- EE ou Ee correspond au niveau des plus hautes eaux connues et/ou prévisibles ou au niveau retenu pour l'inondation des locaux lorsqu'elle est admise, pour lequel il doit alors être prévu, un dispositif d'écoulement empêchant l'eau d'exercer une action plus élevée.

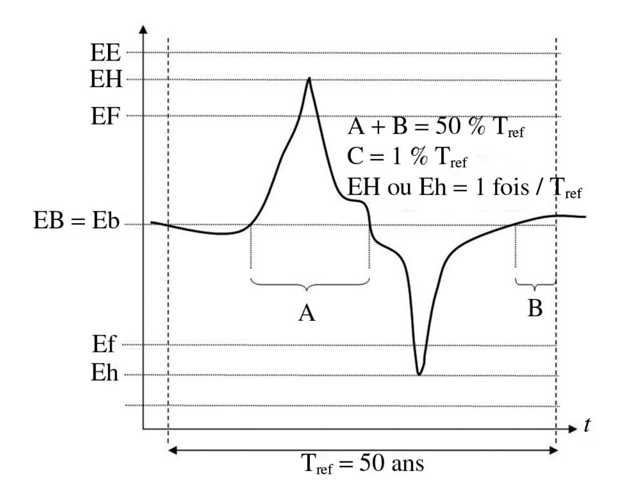


Figure 3.1 – Représentation des niveaux d'eau selon les Eurocodes en France

2 Le lien avec la norme NF P 94-500

L'Eurocode 7 est un document technique établi au niveau européen décrivant la manière dont un ouvrage géotechnique doit être justifié. Il n'interfère donc *a priori* pas avec les pratiques professionnelles de chaque pays européen. L'utilisation de l'Eurocode 7 n'est donc pas incompatible avec la norme NF P 94-500, qui est un document décrivant la manière dont les études géotechniques doivent être organisées sur le territoire français.

Néanmoins, il est intéressant de montrer que ces deux documents établis par des personnes différentes avec des objectifs différents abordent le problème de la justification des ouvrages géotechniques et celui de l'enchaînement des missions géotechniques avec au moins un point commun : la réduction progressive des risques au cours de la progression de l'étude géotechnique.

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

Pour l'Eurocode 7, cette notion d'analyse progressive des risques est bien décrite dans la partie 2 qui présente toute une stratégie d'étude des ouvrages géotechniques.

3 Bref descriptif des normes d'application nationale de l'Eurocode 7

Cette section est destinée à une brève présentation des six normes d'application de l'Eurocode 7 – Partie 1. Il s'agit principalement de préciser le domaine d'application de chacune de ces normes.

Toutes ces normes présentent une structure identique :

- Section 1 : Domaine d'application.
- Section 2 : Références normatives.
- Section 3 : Termes, définitions, symboles et convention de signes.
- Section 4 : Comportement de l'ouvrage visé par la norme.
- Section 5 : Actions et données géométriques.
- Section 6 : Propriétés des terrains et des matériaux.
- Section 7 : Situations de calcul, sollicitations et combinaisons d'actions.
- Section 8 : Principes de justification de l'ouvrage visé par la norme.

Les sections suivantes au-delà de la section 8 sont relatives à la justification des différents ELU. L'avant dernière section de ces normes décrit les justifications à mener aux ELS. La dernière section rassemble les différentes informations à présenter pour la justification de l'ouvrage visé par la norme.

Un certain nombre d'annexes complète le texte : certaines sont normatives, d'autres informatives. Les annexes normatives sont relatives aux facteurs partiels à considérer et aux modèles de calcul à utiliser. Les annexes informatives rappellent certaines précautions à mettre pour l'exécution des ouvrages géotechniques, les procédures de détermination des valeurs caractéristiques, des modèles de calcul peu utilisés, etc.

De manière générale, ces normes, plutôt volumineuses, ont la volonté d'être autonomes, ce qui peut expliquer certaines redites d'une norme à l'autre, par exemple, pour les problèmes liés à l'utilisation du calcul numérique et à l'évaluation de la stabilité globale des ouvrages. Ces deux problèmes spécifiques et communs à tous les ouvrages géotechniques font respectivement l'objet de la section 5 du chapitre 2 et de la section 5 de ce chapitre.

3.1 La norme « Fondations superficielles » NF P 94-261

Cette norme traite de la justification, dans le cadre de l'Eurocode 7 des fondations superficielles supportant des bâtiments, des ouvrages d'art, des tours, des mâts, des cheminées et des silos. Elle aborde le cas des fondations isolées de géométrie variable, des fondations filantes et des radiers. Elle ne traite pas des dallages qui font l'objet du DTU 13.3. Le cas des fondations semi-profondes est aussi abordé par cette norme.

Elle donne les principes de justifications des fondations superficielles à l'ELU selon l'approche de calcul 2 et à l'ELS.

Elle comporte trois modèles de calcul de la portance : deux à partir de données mesurées *in situ*, avec le pressiomètre et le pénétromètre et une à partir d'essais de laboratoire.

Elle fournit aussi différents modèles de calcul de tassement à partir d'essais *in situ* et d'essais en laboratoire.

Elle détaille de manière assez précise dans deux annexes informatives différentes les effets de l'eau sur les fondations superficielles et le calcul des fondations semi-profondes.

3.2 La norme « Fondations profondes » NF P 94-262

Cette norme traite de la justification, dans le cadre de l'Eurocode 7, des fondations profondes supportant des bâtiments, des ouvrages d'art, des tours, des mâts, des cheminées et des silos.

Elle donne les principes de justifications des fondations superficielles à l'ELU selon l'approche de calcul 2 et à l'ELS.

Les modèles de calcul présentés permettent d'aborder le comportement des fondations profondes soumises à des charges axiales et transversales. Les effets de groupes ont aussi traités. Le cas du frottement négatif et des poussées latérales induites par des chargements dissymétriques est aussi abordé.

En ce qui concerne la portance, la norme donne les principes qui sont à utiliser pour justifier les techniques de renforcement de sol sous des fondations superficielles qui ne pourraient pas être justifiées en l'absence de ces éléments de renforcement.

3.3 La norme « Remblais renforcés et clouage » NF P 94-270

Cette norme traite des remblais renforcés par des éléments plus ou moins extensibles (murs renforcés par des géosynthétiques, murs en « terre armée », etc.) et des parois clouées. Un cadre unique de justification est proposé pour tous ces ouvrages.

Quatre types d'instabilité sont analysés : stabilité interne, stabilité externe, stabilité globale et stabilité mixte. Les calculs sont la plupart du temps conduits aux ELU selon l'approche de calcul 2 et l'approche de calcul.

Des justifications à l'ELS sont proposées quand des problèmes de déplacement sont à analyser.

3.4 La norme « Murs de soutènement » NF P 94-281

Cette norme traite des murs en béton armé, en L ou en T renversé, avec ou sans contrefort, avec ou sans console, coulés en place, partiellement ou totalement préfabriqués, des murs poids en béton constitués de blocs pleins empilés, exécutés en place ou préfabriqués pas ou faiblement armés ou en maçonnerie, des murs cellulaires avec remplissage en matériau de remblai et des murs en gabions.

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

Elle reprend en grande partie les principes de la norme « Écrans » pour le calcul des poussées et de la norme « Fondations superficielles » pour la justification de la portance et du glissement des semelles à la base des murs.

Les justifications proposées sont valables pour les ELU dans le cadre de l'approche de calcul 2 et pour les ELS.

Des indications sont données pour la détermination de l'inclinaison des contraintes de poussée et des adaptations sont proposées pour simplifier le calcul de la poussée des terres en arrière des murs en L ou en T.

Pour la portance et le glissement, il est important de noter que les coefficients partiels adoptés dans cette norme sont inférieurs à ceux proposés dans la norme « Fondations superficielles ». Ce choix repose sur le fait que des fondations superficielles supportant des murs sont moins sensibles aux déplacements que des fondations superficielles supportant des bâtiments ou des ouvrages d'art.

Pour les murs cellulaires et les murs en gabions, deux annexes fournissent des méthodes de calcul spécifiques.

3.5 La norme « Écrans de soutènement et ancrages » NF P 94-282

Cette norme traite de la justification des écrans de soutènement ancrés ou non, c'est-à-dire de structures soumises à des efforts de poussée et dont la stabilité est assurée soit par une fiche suffisamment, soit par ancrages ou des butons. Ainsi, les ouvrages visés par cette norme sont les suivants :

- palplanches autostables, tirantées ou butonnées ;
- parois moulées autostables, tirantées ou butonnées ;
- parois composites (berlinoises, parisiennes, lutéciennes, moscovites, etc.) autostables, tirantées ou butonnées ;
- parois constituées de pieux sécants ;
- parois blindées ;
- voiles par passes.

Cette norme donne les principes de justifications des écrans à l'ELU selon l'approche de calcul 2 et 3 et à l'ELS.

Les ELU de type GEO/STR visés concernent le défaut de butée et la portance de l'écran, sa résistance structurelle et des éventuels tirants ou butons, la résistance à l'arrachement des tirants et le défaut du massif d'ancrage et le renard solide.

Les ELU HYD et UPL spécifiques aux problèmes hydrauliques sont aussi traités dans cette norme. Dans cet ouvrage, ils font l'objet du chapitre 4.

3.6 La norme « Ouvrages en terre » NF P 94-290

Cette norme reste en cours d'élaboration. Les ouvrages qu'elle couvre ne sont pas complètement définis. Actuellement, le consensus a été obtenu pour les pentes naturelles, les déblais, les berges de fleuves et de canal, les remblais et les plates-formes en terre.

A priori, les digues et les barrages en terre ne seront pas couverts par cette norme. Ce sont des ouvrages spécifiques nécessitant des considérations spécifiques quant à la détermination des coefficients partiels et des niveaux d'eau.



4 Les facteurs de modèle

L'Eurocode 7 – Partie 1 introduit dans la clause 6 de la section 2.4.7.1 la possibilité pour la détermination de la valeur de calcul d'utiliser des facteurs de modèles $\gamma_{R;d}$ sur les résistances ou $\gamma_{S;d}$ sur les actions ou les effets des actions afin d'assurer que les résultats du modèle de calcul sont exacts ou du côté de la sécurité.

Dans les débats liés à la mise en place de l'Eurocode 7, l'utilisation de coefficients de modèles sur les actions ou sur les effets des actions dans les calculs d'interaction sol-structure a été assez peu discutée. En effet, les éventuels choix pour de tels coefficients interfèrent immédiatement avec ceux faits dans les autres Eurocodes dits structuraux. Pour le calcul des ouvrages en terre et notamment les problèmes de stabilité globale, cette discussion est en général très présente. Elle est très associée aux approches de calcul et a pour objectif de rendre équivalente en termes de coefficient de sécurité global les différentes méthodes de calcul (voir section 5 de ce chapitre).

L'utilisation de facteurs de modèle ou de coefficients de modèle pour la détermination des valeurs de calcul des résistances est quant à lui l'un des sujets les plus importants de la mise en place de l'Eurocode 7. Le sujet clef est le rôle du coefficient de modèle dans l'ensemble de la chaîne de calcul. Le texte actuel de l'Eurocode 7 n'est pas du tout clair à ce sujet puisqu'il précise seulement qu'un coefficient de modèle peut être utilisé pour l'obtention d'une valeur de calcul. Comme la valeur de calcul d'une grandeur est en rapport avec un état limite particulier et est le résultat d'une multitude d'étapes comprenant le choix des valeurs des propriétés des terrains en fonction du contexte géotechnique et de la manière dont les essais ont été réalisés, l'utilisation d'un modèle de calcul approprié, etc., il n'est pas évident de savoir à quelle étape le coefficient de modèle intervient.

Diverses interprétations peuvent alors être faites.

- le coefficient de modèle peut être directement rattaché à la valeur de calcul auquel cas il peut dépendre de l'état limite considéré et de la combinaison de charge considérée. Ce point de vue n'est pas celui de la France ;
- le coefficient de modèle (comme son nom l'indique) est en rapport avec un modèle de calcul : c'est le point de vue adopté en France. Ainsi, il est possible de définir autant de coefficient de modèles que de modèles de calcul. En France, le coefficient de modèle est rattaché à la notion de valeur caractéristique et a pour objectif de prendre en compte la dispersion du modèle de calcul (voir section 2 du chapitre 2).

Le coefficient de modèle est aussi utilisé pour atteindre les niveaux de sécurité appropriés lorsqu'il a été jugé que l'Eurocode 7 ne fournissait pas les bonnes valeurs. On verra dans les chapitres 5 et 6 traitant respectivement de la justification des fondations superficielles et des fondations profondes les valeurs des coefficients de modèle qui ont été retenus.

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

5 Les problèmes de stabilité générale

La justification de la stabilité générale est une problématique récurrente en géotechnique qui concerne l'ensemble des ouvrages. Chaque norme d'application nationale de l'Eurocode 7 – Partie 1 aborde ce problème selon la même démarche.

Dans le cas de fondations et de soutènement, il s'agit de vérifier que des mécanismes de déformation et de rupture passant sous la fondation ou sous l'écran ne sont pas susceptibles de provoquer un mouvement d'ensemble.

La plupart des problèmes de ce type sont abordés avec la méthode de Bishop modifiée. Dans certains cas, la méthode des perturbations est mise en œuvre. Les méthodes de Bishop ou de Fellenius ne sont quant à elles plus utilisées.

Les coefficients de sécurité globaux ont été calibrés pour les méthodes de calcul de Bishop modifiée ou des perturbations par rapport à un certain nombre de retours d'expérience. Ces méthodes rendent plus ou moins compte des mécanismes de déformation et de rupture mis en en jeu et des valeurs des coefficients de sécurité comprises entre 1,3 et 1,5 permettent de garantir l'équilibre des terrains et de maîtriser les déformations. Il est évident que plus le coefficient de sécurité global est faible, plus les déformations éventuelles constatées seront importantes.

Pour ces problèmes, le calcul par la méthode des éléments finis ou des différences finies peut s'avérer être un outil très performant à condition qu'il satisfasse les principes énoncés dans la section 1.3 du présent ouvrage. En particulier, il convient de justifier l'équivalence des calculs réalisés par la méthode des éléments finis avec les mécanismes de référence pour lesquels les niveaux réglementaires de sécurité ont été établis.

Dans le cadre de l'application de l'Eurocode 7, il ne s'agit pas de remettre en cause les modèles de calcul qui ont fait leur preuve ou de privilégier les méthodes traditionnelles comme celles de Bishop modifiée ou des perturbations par rapport aux méthodes des éléments finis ou des différences finis. La principale question est de choisir l'approche de calcul compatible avec ce type de calcul. En France, le choix se porte nécessairement entre les approches de calcul 2 et 3. L'utilisation d'une approche de calcul est à lier au modèle de calcul utilisé.

L'approche de calcul 2 oblige à distinguer très précisément les actions et les résistances. Avec des méthodes de stabilité des pentes comme celle de Bishop modifiée ou des perturbations, il n'est pas possible d'identifier distinctement les actions et les résistances puisque le calcul du coefficient de sécurité est itératif et ne correspond pas exactement au rapport entre des résistances et des actions. Pour la méthode des éléments finis ou des différences finies, le même problème se pose. Seules des méthodes comme l'analyse limite ou le calcul à la rupture permettent réellement l'identification d'actions et de résistances et autorisent l'utilisation de l'approche de calcul 2. Sur la plupart des projets, l'approche de calcul 2 n'est donc pas utilisée.

Néanmoins, dans les cas où il est possible de mettre en œuvre l'approche de calcul 2, les coefficients partiels à utiliser sont les suivants :

- $\gamma_R = 1{,}35$;
- $\gamma_M = 1{,}0$;
- $\gamma_E = 1{,}1$;
- $\gamma_{R;d} = 1{,}0$ ou 0,9 si l'ouvrage est peu sensible aux déformations.

Le coefficient de sécurité global est égal au produit des quatre coefficients partiels $\gamma_R \cdot \gamma_M \cdot \gamma_E \cdot \gamma_{R;d} = 1{,}49$ (ou 1,34 si $\gamma_{R;d} = 0{,}9$). Le coefficient de modèle $\gamma_{R;d}$ a été ajouté pour atteindre un coefficient de sécurité global proche de 1,5.

L'approche de calcul 3 permet d'appliquer les coefficients partiels sur les paramètres intrinsèques de résistance des terrains. Comme toutes les actions sont réputées être de nature géotechnique, aucun coefficient partiel n'est appliqué sur les actions. Dans ce contexte, les méthodes de stabilité des pentes comme celle de Bishop modifiée ou des perturbations ainsi que la méthode des éléments finis ou des différences finies sont plus facilement à mettre en œuvre.

Dans le cas d'un calcul en conditions drainées, les coefficients partiels à utiliser sont les suivants :

- $\gamma_R = 1{,}0$;
- $\gamma_M = 1{,}25$ pour des calculs en conditions drainées et 1,4 pour des calculs en conditions non drainées ;
- $\gamma_E = 1{,}0$;
- $\gamma_{R;d} = 1{,}2$ ou 1.1 si l'ouvrage est peu sensible aux déformations.

Le coefficient de sécurité global est égal au produit des quatre coefficients partiels $\gamma_R \cdot \gamma_M \cdot \gamma_E \cdot \gamma_{R;d} = 1{,}5$ (ou 1,38 si $\gamma_{R;d} = 1{,}1$). Le coefficient de modèle $\gamma_{R;d}$ a été ajouté pour atteindre un coefficient de sécurité global proche de 1,5.

Il est à noter que l'approche de calcul 3 peut être étendue aux vérifications des ELU dans des conditions sismiques en donnant au coefficient de modèle $\gamma_{R;d}$ une valeur égale à 1,0.

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

Chapitre 4

Les problèmes liés à l'eau

Introduction

La prise en compte des effets liés à l'eau dans les terrains est en général commune aux différents ouvrages et est décrite en grande partie dans l'Eurocode 7. La vérification des états limites en rapport avec les effets de l'eau fait intervenir des problèmes de stabilité divers, en absence mais aussi en présence d'écoulements.

Objectifs

- **Identifier** les différentes problématiques liées à l'eau dans les terrains.
- **Mener** les justifications vis-à-vis des sous-pressions interstitielles.
- **Vérifier** la stabilité vis-à-vis des écoulements dans les terrains.

Plan

1 Généralités

Les problèmes posés par la présence d'eau pour la construction et l'exploitation des ouvrages géotechniques sont très courants. L'Eurocode 7 – Partie 1 comprend deux parties qui traitent ces problèmes : la section 5 relative pour partie aux rabattements de nappe et la section 10 en rapport avec les ruptures d'origine hydraulique.

Lors de la conception et de la justification d'un ouvrage, la présence d'eau se traduit par la prise en compte d'actions complémentaires liées aux différents niveaux d'eau. L'Annexe nationale française à l'Eurocode 0 indique que les actions liées à l'eau, malgré leur caractère variable évident, sont à considérer comme des actions permanentes. Leur caractère variable est néanmoins traité en introduisant différents niveaux d'eau. Une fois définies, les actions liées l'eau, interviennent dans les différentes combinaisons d'actions ELU et des ELS STR/GEO comme n'importe quelle action (figure 4.1).

Les actions de l'eau peuvent être telles qu'elles peuvent contribuer à elles seules à la ruine de l'ouvrage. Cela peut être le cas :

- des problèmes d'équilibre statique où la résistance du sol et la résistance d'éventuels ancrages intervient de manière très minime ;
- des problématiques d'instabilité engendrée par les écoulements dans les sols.

Quatre principaux types de rupture sont ainsi listés dans la section 10 de l'Eurocode 7 – Partie 1 :

- rupture par soulèvement hydraulique global dû à la poussée d'Archimède ;
- rupture par soulèvement hydraulique dû à l'annulation des contraintes effectives verticales ;
- rupture par érosion interne ;
- rupture par érosion régressive.

Pour traiter ces quatre mécanismes de rupture, l'Eurocode 7 – Partie 1 définit deux états-limites ultimes spécifiques :

- un ELU UPL (UPLift) dans la section 2.4.7,
- un ELU HYD (liés aux efforts HYDrodynamiques) dans la section 2.4.7.5.

Ces états limites sont à considérer pour les situations durables et transitoires et pour les situations accidentelles.

L'ELU UPL concerne la rupture par soulèvement hydraulique global (souvent assimilable à la poussée d'Archimède) tandis que l'ELU HYD traite les ruptures par annulation des contraintes effectives, par érosion interne et par érosion régressive. Dans les situations où les pressions interstitielles sont hydrostatiques (gradient hydraulique négligeable), il est seulement nécessaire de vérifier l'ELU UPL.

Par ailleurs, les points suivants sont à noter :

- l'ELU UPL est détaillé dans la norme NF P94-262 (« Fondations profondes ») pour les groupes de pieux résistants à des sous-pressions,
- l'ELU HYD est précisément considéré dans la norme NF P94-282 (« Écrans »).

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

2 Les instabilités de type UPL

Les instabilités de type UPL concernent les problèmes de soulèvement global et sont traitées par l'équation suivante :

$$G_{dst;d} + Q_{dst;d} \leq G_{stb;d} + R_d$$

Avec :

$G_{dst;d}$ la valeur de calcul des forces permanentes déstabilisatrices ;

$Q_{dst;d}$ la valeur de calcul des forces variables déstabilisatrices ;

$G_{stb;d}$ la valeur de calcul des forces permanentes stabilisatrices ;

R_d la valeur de calcul des résistances additionnelles, par exemple liées au frottement sur les éléments enterrés ou celles apportées par des ancrages éventuels.

Les coefficients partiels à appliquer sont les suivants (tableau 4.1).

Tableau 4.1 – Coefficients partiels pour l'état limite UPL

		Valeurs des coefficients partiels
Actions dites permanentes	Défavorables – $\gamma_{G;dst}$	1,0
	Favorables – $\gamma_{G;stb}$	0,9
Actions dites variables	Permanentes défavorables – $\gamma_{Q;dst}$	1,5
	Permanentes favorables – $\gamma_{Q;stb}$	0,0

L'état limite UPL permet par ailleurs de prendre en compte des résistances pour justifier du non-soulèvement d'un ouvrage. Néanmoins, dans ce dernier cas, les conditions sous lesquelles la vérification de type UPL doit être effectuée méritent d'être explicitées. C'est pourquoi, dans la norme NF P94-262 (« Fondations profondes »), des éléments complémentaires ont été apportés afin de faciliter le travail du projeteur. Les instabilités de type UPL correspondent à des mécanismes de rupture par bloc. Par exemple, dans le cas d'un radier ancré au sol sous-jacent par des micropieux (ou par des pieux voire des tirants d'ancrages) et soumis à des pressions interstitielles, cela signifie que :

- la vérification UPL ne s'applique qu'à l'équilibre du bloc de terrain « monolithique » enserrant les micropieux ;
- la vérification UPL ne s'applique pas au défaut de frottement axial entre les micropieux et le terrain mais ces derniers sont bien à étudier sous les formalismes STR/GEO.

Les dispositions de la norme NF P94-262 s'appliquent également en absence de fondations profondes, afin de considérer la résistance complémentaire apportée par le frottement sur les surfaces enterrées.

3 Les instabilités de type HYD

Les instabilités de type HYD comprennent les mécanismes suivants :

- l'annulation locale de la contrainte effective verticale (ou boulance) ;
- l'érosion interne ;
- l'érosion régressive.

De manière générale, ces problèmes nécessitent la détermination préalable des gradients hydrauliques. Cette détermination doit se baser sur l'utilisation d'abaques dans les cas simples (réservés aux modèles hydrauliques homogènes) ou sur des modélisations numériques. Elle doit tenir compte :

- de l'anisotropie des perméabilités des matériaux rencontrés ;
- de la géométrie de l'excavation, et notamment la présence d'angles rentrants ;
- de l'hétérogénéité spatiale éventuelle des terrains, se traduisant par exemple par la présence de fines couches de sol moins perméables ou au contraire de couches très perméables (dépôts lenticulaires, etc.).

3.1 Annulation locale de la contrainte effective verticale

La justification en termes de gradient hydraulique doit être réalisée en utilisant l'inégalité suivante en termes de forces volumiques :

$$S_{dst;d} \leq G'_{stb;d}$$

Avec :

$S_{dst;d}$ la valeur de calcul des forces permanentes déstabilisatrices, égale au gradient hydraulique peut être considérée constante sur le volume de sol concerné ;

$G'_{stb;d}$ la valeur de calcul des forces volumiques stabilisatrices.

Les coefficients partiels à appliquer sont les suivants (tableau 4.2).

Tableau 4.2 – Coefficients partiels pour l'état limite EQU

		Valeurs des coefficients partiels
Actions dites permanentes	Défavorables – $\gamma_{G;dst}$	1,35
	Favorables – $\gamma_{G;stb}$	0,9
Actions dites variables	Permanentes défavorables – $\gamma_{Q;dst}$	1,5
	Permanentes favorables – $\gamma_{Q;stb}$	0

La justification en termes de forces volumiques ou de gradient hydraulique permet de vérifier que le gradient hydraulique reste inférieur à un gradient critique ce qui est très conservateur. Ponctuellement, il est possible d'admettre des gradients supérieurs aux gradients critiques s'il est possible de garantir qu'aucun phénomène d'érosion interne ne va se développer. Il est, dans ce cas, nécessaire d'analyser la granulométrie du terrain de manière à éviter un entraînement de fines ou de grains. Cette relation n'est donc pas toujours pertinente car elle ne s'intéresse qu'à un volume élémentaire du sol et ne reflète pas nécessairement l'autre relation proposée par l'Eurocode 7 :

$$u_d \leq \sigma_d$$

Cette relation est plus générale car elle garantit que la contrainte verticale effective doit toujours rester positive. Ponctuellement, il est possible que le gradient de l'écoulement excède le gradient critique.

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

3.2 Érosion interne

La rupture par érosion interne se distingue selon les deux modes suivants :

- entraînement des fines, c'est-à-dire par suffusion, qui se développe dans les terrains à granulométrie étalée ;
- entraînement des grains par érosion de contact, qui se développe à l'interface entre deux couches de perméabilité différente, par exemple à l'interface entre le terrain et une structure drainante.

Elle exige la mise en place d'un écoulement sur une durée suffisante pour pouvoir se développer. La rupture vis-à-vis du risque d'érosion interne peut être écartée en vérifiant que les gradients déstabilisateurs restent inférieurs à un gradient hydraulique critique admissible. Il peut être noté que :

- Les valeurs du gradient critique à considérer dépendent de la méthode de détermination des gradients hydrauliques, qui peuvent être calculés, soit localement, soit de façon globale ou moyenne. Il est à noter que ces valeurs intègrent déjà, dans certains cas, la prise en compte de la sécurité ;
- dans le cas d'un écoulement ascendant, la stabilité vis-à-vis de la boulance ne protège pas nécessairement contre l'érosion interne, qui doit être considérée indépendamment ; la valeur du gradient critique vis-à-vis du phénomène d'érosion interne est en général notablement inférieure à celle du gradient qui initie la boulance ;
- la valeur du gradient hydraulique critique doit tenir compte au minimum :
  - de la stratification des couches de terrain ;
  - de la courbe granulométrique des différentes couches et des conditions de filtre entre couches.

Des éléments concernant la prise en compte des phénomènes d'érosion interne peuvent être trouvés dans le guide *International Levee Handbook* (CIRIA, 2011) ou dans les recommandations du Projet national ERINOH (IREX, 2014).

3.3 Érosion régressive

L'érosion régressive peut se développer lorsque le gradient de sortie de l'écoulement devient trop important. Différents travaux de recherche relatifs à ce problème ont été réalisés. À l'heure actuelle, il n'existe pas dans l'Eurocode 7 de justifications claires relatives à ce phénomène.

Entraînez-vous

4.1 Stabilité d'un bajoyer d'écluse

Il s'agit de s'intéresser à la stabilité « globale » d'un sas d'écluse vide (mise à sec correspondant par exemple à des phases d'entretien) dans des terrains sablo-limoneux. On se propose d'examiner une section d'un mètre de l'écluse. L'ouvrage est constitué d'une série de sections en « U » en béton armé (poids volumique de 25 kN/m^3), dont la géométrie est présentée sur la figure 4.1. L'ouvrage ainsi considéré sera supposé imperméable.

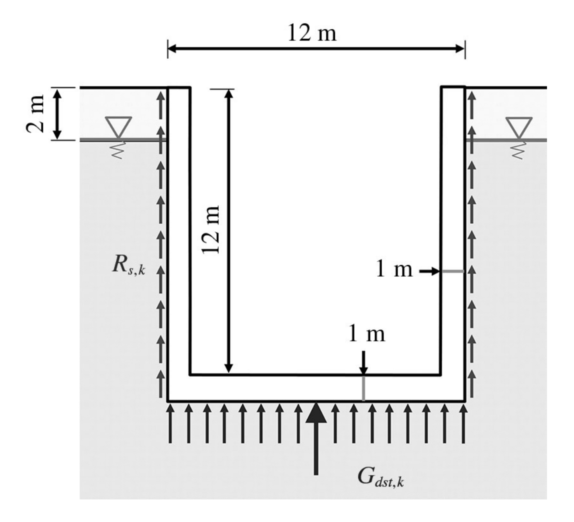


Figure 4.1 – Coupe-type d'une section en « U »

1. Déterminer au mètre linéaire la valeur caractéristique du poids d'une section en « U ». Les sections en « U » sont-elles en équilibre ?

2. Pour compenser ce défaut d'équilibre, il est proposé considérer le frottement latéral sur les parois latérales de la section en « U ». À une profondeur donnée, le frottement mobilisable sera défini par :

$$\tau(z) = K \cdot \sigma'_v(z) \cdot \tan\varphi'$$

Avec : φ' l'angle de frottement effectif du terrain et K un paramètre permettant de tenir compte des procédés de réalisation des « U ». Les paramètres suivants seront retenus $\varphi' = 30°$ et $K = 0{,}3$.

On considère que le sol a un poids volumique γ égal à 20 kN/m^3.

3. On suppose désormais que le radier de l'écluse est ancré par des micropieux injectés dont les caractéristiques sont les suivantes :

- Longueur $L = 8$ m ;
- Diamètre de forage $B = 220$ mm.

Des essais de traction ont été réalisés sur les micropieux de même diamètre mais présentant une longueur scellée de 4 m. La valeur caractéristique de la résistance mesurée

est égale à 525 kN. Par ailleurs ces essais ont mis en évidence une charge critique de fluage égale à 390 kN. Les micropieux sont disposés selon le plan de principe reporté sur la figure 4.2. Justifier les micropieux.

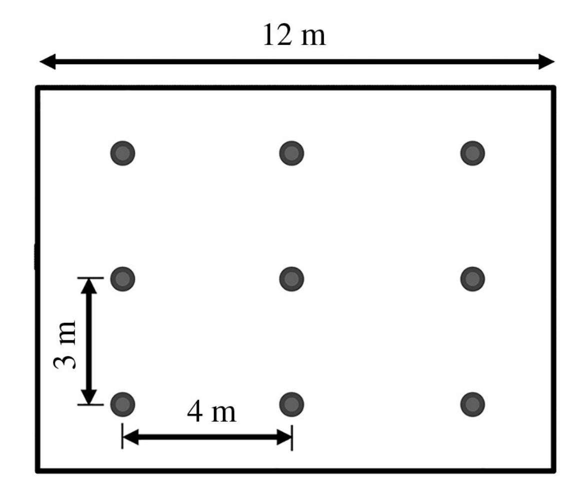


Figure 4.2 – Implantation des micropieux

4.2 Fouille dans matériau imperméable

Il s'agit d'étudier la stabilité du fond d'une fouille réalisée dans une couche argileuse reposant sur une couche sableuse plus perméable, qui est en contact avec cours d'eau situé « à proximité », au vu de la perméabilité de cette couche plus perméable. La géométrie du calcul est présentée sur la figure 4.3.

Le poids volumique de l'argile est pris égal à 20 kN.m^{-3}.

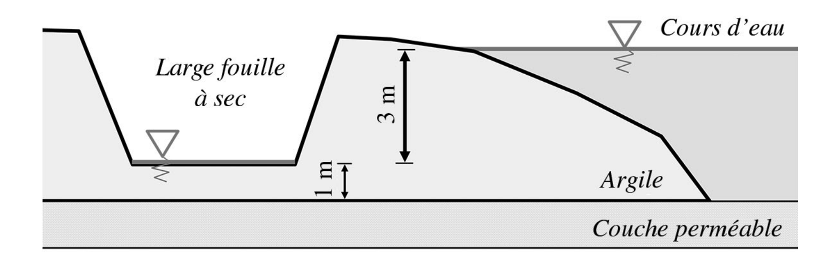


Figure 4.3 – Coupe de calcul envisagée

4.3 Écoulement sous un soutènement

Il s'agit de s'intéresser à la justification de l'état limite de type HYD pour un rideau de palplanches tiranté. La géométrie du problème est la suivante :

- hauteur du soutènement : 6 m ;
- fiche du rideau : 3 m ;

- perte de charge : 6 m.

Le terrain est supposé homogène, constitué de sables. La perméabilité est supposée isotrope (perméabilités verticale et horizontale identiques). Le poids volumique total du terrain est égal à 20 kN/m^3.

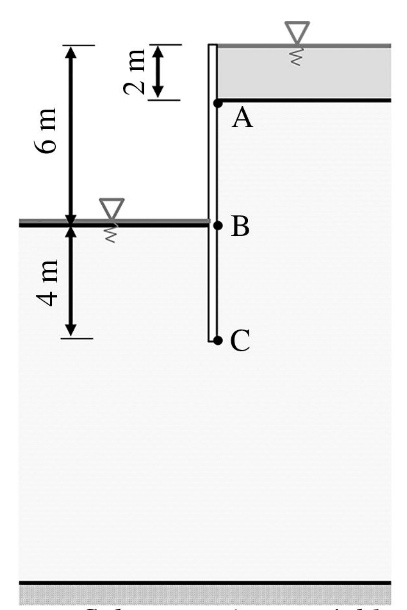


Figure 4.4 – Géométrie du problème

1. Dans cette première question, l'aquifère a une hauteur très importante devant la taille de l'ouvrage. Vérifier la stabilité hydraulique du fond de fouille vis-à-vis du phénomène de boulance.

2. On suppose maintenant que l'aquifère présente une épaisseur résiduelle sous la base de l'écran égale à 1,5 m. Vérifier de même la stabilité hydraulique du fond de fouille. Vérifier la stabilité hydraulique du fond de fouille vis-à-vis du phénomène de boulance.

3. La granulométrie du matériau est décrite dans le tableau 4.3. Vérifier que les phénomènes de suffusion peuvent être écartés.

Tableau 4.3 – Granulométrie du terrain considéré

***D* (mm)**	0,639	0,500	0,315	0,200	0,160	0,100	0,080	0,063
***F* (%)**	100 %	100 %	100 %	95 %	77 %	10 %	3 %	1 %

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

Solutions



4.1 **1.** La base du radier est située 11 m sous le niveau de la nappe. La pression interstitielle, et donc la sous-pression à considérer, vaut donc 110 kPa. Sa résultante, correspondant à l'effort déstabilisateur $G_{dst;k}$, tient compte de la largeur égale à 12 m du radier. Elle est égale à 1 320 kN/ml.

$G_{dst;k}$ est donc égal à 1 320 kN/ml. L'effort de calcul correspondant est alors égal à $G_{dst;d} = 1{,}0 \times G_{\text{dst;k}} = 1{,}0 \times 1\,320 = 1\,320$ kN/ml.

2. Le poids du bajoyer est égal à 900 kN/ml. L'effort caractéristique stabilisateur est égal à $G_{stb;k} = 900$ kN/ml. L'effort de calcul stabilisateur correspondant est égal à $G_{stb;d} = 0{,}9 \times G_{stb;k} = 0{,}9 \times 900 = 810$ kN/ml.

L'inégalité $G_{dst;d} \leq G_{stb;d}$ n'est pas vérifiée. La stabilité de l'écluse vis-à-vis de l'ELU UPL n'est donc pas assurée.

3. La valeur caractéristique de la résistance mobilisable par cisaillement sur la hauteur des deux bajoyers est égale à :

$$R_s = 2\int_0^{13} \tau(z)\,dz = 2\int_0^{13} K \cdot \sigma' v(z) \cdot \tan\varphi' dz$$

Avec : $\sigma'_v(z) = \gamma z$ si $z \leq 2$ m et $\sigma'_v(z) = \gamma'(z-2)$ si $z \geq 2$ m.

Tous calculs faits, il vient : $R_s = 376$ kN/ml.

La valeur de calcul est égale à :

$$R_{s;d} = \frac{R_s}{\gamma \cdot \gamma_{s;t}} = \frac{376}{1{,}25.1{,}4}$$

d'où $R_{s;d} = 214$ kN/ml d'où $R_d + G_{stb;d} = 1\,024$ kN/ml.

La stabilité de l'écluse vis-à-vis de l'ELU UPL n'est donc toujours pas garantie puisque : $G_{dst;d} > R_d + G_{dst;d}$. L'écluse ne peut donc pas être mise à sec sans précaution particulière.

4. Deux états limites sont à considérer :

- **ELU de type UPL ;**
- **ELU de type GEO/STR.**

Pour l'ELU UPL, le mécanisme de rupture à envisager correspond au bloc monolithique reporté sur la figure 4.5 à droite. À gauche, une autre manière de considérer le mécanisme de rupture est présentée. Elle n'est cependant pas traitée dans le cadre de cet exercice.

La valeur de pression interstitielle à considérer est calculée à la base du bloc précédemment mis en évidence. On suppose qu'elle s'exerce sur une largeur de 12 m. La valeur caractéristique de l'effort déstabilisateur lié aux sous-pressions vaut :

$$G_{dst,k} = 10 \times 12 \times (13 + 8) = 2\,520 \text{ kN/ml.}$$



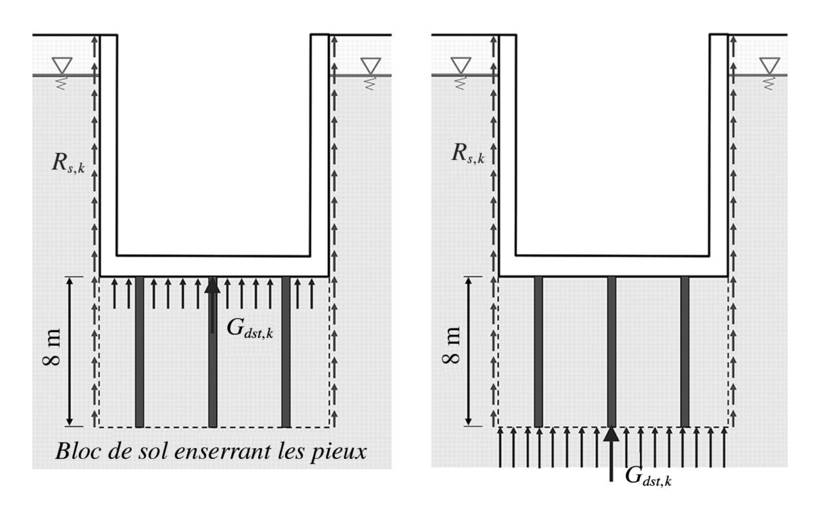


Figure 4.5 – Blocs de sol enserrant les micropieux

4a. ELU UPL

L'effort déstabilisateur de calcul vaut : $G_{dst;d} = 1{,}0 \times G_{dst;k} = 1{,}0 \times 2\,520 = 2\,520$ kN/ml.

Pour obtenir les efforts stabilisateurs, il est nécessaire d'ajouter le poids du bloc de sol au poids de l'écluse : $G_{stb;k} = 900 + 1\,920 = 2\,820$ kN/ml. La valeur de calcul est alors obtenue de la façon suivante : $G_{stb;d} = 0{,}9 \times G_{stb;k} = 0{,}9 \times 2\,820 = 2\,538$ kN/ml. Il n'est donc plus nécessaire de considérer le frottement pour assurer la stabilité de l'écluse.

Néanmoins, si le frottement sur la surface extérieure du bloc devait être considéré, la démarche suivante pourrait être adoptée.

La valeur du frottement mobilisable sur les parois du bloc considéré est calculée en considérant que :

- sur la hauteur de l'écluse, les paramètres K et $\tan \varphi'$ ne sont pas modifiés ;
- sur la hauteur du bloc de sol enserrant les pieux, le frottement peut être calculé de la manière suivante :

$$\tau(z) = \alpha'_h(\mathrm{z}) \cdot \tan\varphi' = K_0 \cdot \alpha'_v(z) \cdot \tan\varphi'$$

Dans le cas présent, le coefficient de pression des terres au repos K_0 peut être obtenu par la formule de Jaky :

$$K_0 = 1 - \sin\varphi'$$

La contrainte verticale totale à la base du bloc est égale à 420 kPa. La pression interstitielle u est égale à 210 kPa et la contrainte verticale effective est égale à 210 kPa.

La résistance additionnelle s'obtient alors de la façon suivante :

$$R_s = 2\int_0^{13+8} \tau(z)\,dz = 2\left[\int_0^{13} \sigma'_v(z) \cdot \tan\varphi'\,dz + \int_8^{13+8} K_0 \cdot \sigma'_v(z) \cdot \tan\varphi'\,dz\right]$$

D'où : $R_s = 1\,253$ kn/ml et $R_d = 1\,253/(1{,}25.1{,}4) = 716$ kN/ml.

On en déduit que $R_d + G_{stb;d} = 3\,254$ kN/ml.



4b. États limites GEO

Pour l'état limite GEO/STR, les dispositions particulières dans le cas d'efforts générés par des pressions interstitielles sont à appliquer.

L'effort défavorable à considérer provient de la différence entre la résultante de la pression interstitielle et du poids de l'écluse.

Dans ce cas, l'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$1{,}35(V_{dst;k} - G_{stb;k}) \leq R_{s;t;d}$$

À la base de la section en « U », la pression interstitielle est égale 110 kPa et $V_{dst;k}$ à 1 320 kN/ml.

Le poids de l'écluse $G_{stb;k}$ est par ailleurs égal à 900 kN/ml.

La résistance géotechnique de calcul $R_{s;t;d}$ doit être supérieure à :

$$1{,}35 \times (1\,320 - 900) = 566 \text{ kN/ml}$$

Cet effort doit être équilibré par :

- le frottement sur les parois latérales de la section en « U »,
- la résistance à l'arrachement des micropieux.

Le frottement de calcul sur les parois latérales de la section en « U » a été évalué dans la question précédente à 215 kN/ml.

Chaque micropieu est donc soumis à un effort d'arrachement de calcul égal à 369 kN (=(566 – 215) × 4/3).

Le frottement axial unitaire $q_{s;k}$ peut être déduit des essais de traction :

$$q_{s;k} = \frac{R_{s;k}}{\pi B L_s} \text{ d'ou } q_{;k} = 190 \text{ kPa}$$

Dans un premier temps, un mécanisme de rupture associant à la fois les micropieux et le terrain en place n'est pas considéré.

La résistance caractéristique est donc la suivante :

$$R_{s;k} = q_{s;k}\pi B L_s \text{ et } R_{s;k} = 1\,051 \text{ kN.}$$

La résistance de calcul est la suivante :

$$R_d = \frac{R_{s;k}}{\gamma_{st}} = \frac{1\,015}{1{,}15} = 914 \text{ kN et } R_d = 914 \text{ kN.}$$

Cette valeur est supérieure 369 kN et la vérification de l'ELU GEO est assurée.

Dans un second temps, un mécanisme de rupture associant à la fois les micropieux et le terrain en place est considéré. Le frottement est en effet limité par le poids du « bloc accroché au micropieu ».



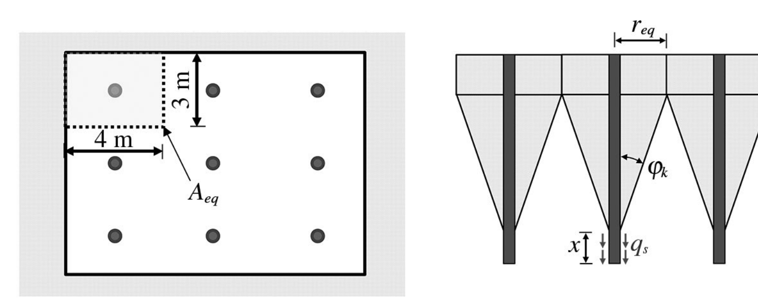


Figure 4.6 – Prise en compte de l'effet-groupe

Cette démarche nécessite de déterminer l'aire équivalente A_{eq} associée au pieu, égale à 12 m^2. Cette valeur permet ensuite de déterminer le rayon maximal r_{eq} du bloc accroché au pieu.

$$r_{eq} = \frac{\sqrt{A_{eq}}}{\pi} \text{ et } r_{eq} = 1{,}95 \text{ m}$$

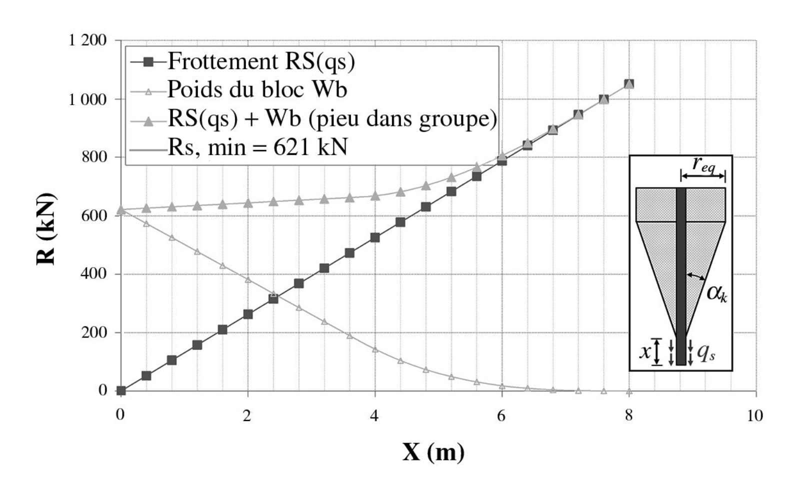


Figure 4.7 – Présentation des résultats

Ainsi une résistance caractéristique égale à 621 kN est obtenue. La résistance de calcul d'un micropieu est égale à $R_{s;k}$/1,15 soit 540 kN. Cette valeur est toujours supérieure à 369 kN, l'ELU GEO est donc vérifié.

ELS : l'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$V_{dst;k} - G_{stb;k} \leq R_{s;t;d}$$

En tenant compte du frottement sur les parois latérales des sections en « U », l'effort de calcul à l'ELS $R_{s;cr;d}$ repris par les micropieux doit être supérieur à 1 320 – 900 – 215 = 205 kN.

Les résultats de l'essai de traction seront utilisés, en tenant compte par ailleurs de l'effet d'accrochage.



À partir de l'essai de traction réalisé, et en première approximation, il sera supposé que le ratio entre la résistance caractéristique $R_{s;cr;k}$ et la $R_{s;k}$ est similaire au ratio entre la charge critique de fluage mesures mesurée et la résistance de traction mesurée.

En conséquence $R_{s;cr;k} = 411$ kN (= 590/525).

La résistance de calcul à l'ELS caractéristique de la résistance se détermine de la façon suivante :

$$R_{s;cr;d} = \frac{R_{s;cr;k}}{1{,}5} = 267 \text{ kN} > 205 \text{ kN}$$

Les micropieux sont donc justifiés (il faudrait en toute vigueur procéder à la vérification de l'état de contraintes dans les micropieux et dans le radier).

4.2 L'approche en termes d'efforts volumiques est d'abord mise en œuvre et nécessite de calculer le gradient hydraulique ascendant dans la couche argileuse.

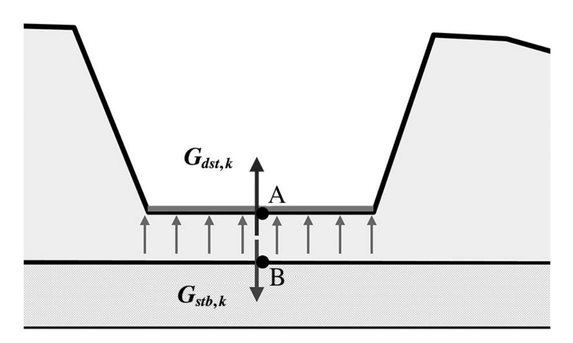


Figure 4.8 – Approches en termes d'efforts volumiques

L'origine de l'axe vertical, orienté positivement vers le haut, est prise à l'interface entre la couche argileuse et la couche plus perméable. Les charges hydrauliques peuvent alors être calculées de la façon suivante :

- au niveau du fond de fouille : $u_A = 0$ kPa, $z_A = 1$ m et $h_A = z_A + u_A/\gamma_w = 1$ m ;
- à la base de la couche d'argile : $u_B = 40$ kPa, $z_B = 0$ m et $h_B = 4$ m.

Le gradient hydraulique i est alors égal à $(h_B - h_A)/AB = 3$. Cette valeur est supérieure au gradient critique égal à $(\gamma - \gamma_w)/\gamma_w = 1$, même sans application des facteurs de sécurité. La stabilité de la couche n'est pas vérifiée.

4.3 Au niveau du terrain naturel à l'amont du soutènement, la charge hydraulique n'est pas modifiée par la présence de l'écoulement.

Pour les deux premières questions, étant donnée la largeur importante de la fouille, le gradient hydraulique aval moyen peut être évalué par la méthode de Mandel.

La perte de charge totale ΔH est égale à 6 m. La part de perte de charge à l'aval du soutènement est représentée par le paramètre ρ, qui peut être obtenu par la formule suivante :

$$\rho_1 = \frac{1}{1 + \sqrt{1 + AB/BC}}$$



$$\text{avec : } \rho = \frac{1}{2} - \frac{8}{\pi^2}\left(\frac{1}{2} - \rho_1\right)$$

Le paramètre ρ est égal à 0,430. Le gradient hydraulique moyen à l'aval est donc égal à :

$$i = \frac{\rho \Delta H}{BC} = 0,64$$

Le gradient déstabilisateur de calcul est donc égal $1,35 \cdot i \cdot \gamma_w = 8,7$ kN.m^{-3}.

Le gradient stabilisateur de calcul est égal à $0,9 \cdot \gamma' = 9,9$ kN.m^{-3}. La stabilité vis-à-vis du phénomène de soulèvement hydraulique local est donc assurée.

Il est à noter qu'en réalité le gradient hydraulique aval n'est pas constant (figure 4.9). Il est maximal autour du pied de la palplanche et minimal en fond de fouille au niveau de l'émergence de l'écoulement. Vis-à-vis du soulèvement hydraulique, considérer le gradient aval moyen est donc une hypothèse raisonnable.

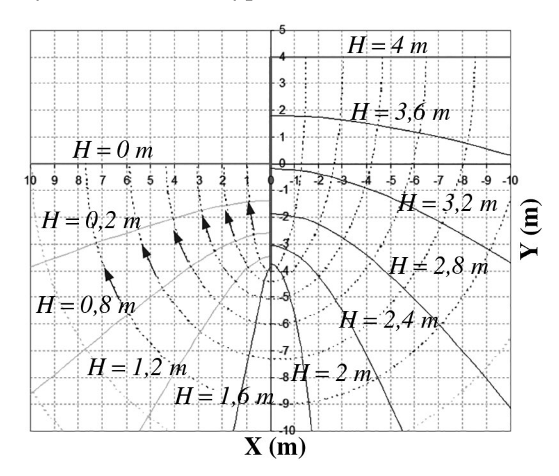


Figure 4.9 – Réseau d'écoulement

La formule développée par Mandel permet de prendre en compte la présence d'un substratum imperméable rapproché, qui tend à limiter les pertes de charges à l'amont du soutènement et à augmenter le gradient hydraulique aval.

Les formules précédentes peuvent être adaptées et utilisées pour estimer la part de perte de charge à l'aval du soutènement. Le paramètre ρ est égal à 0,455. Le gradient hydraulique moyen à l'aval est donc égal à :

$$i = \frac{\rho \Delta H}{BC} = 0,67$$

Le gradient déstabilisateur de calcul est donc égal $1,35\ i\gamma_w = 9,1$ kN.m^{-3}.

Le gradient stabilisateur de calcul est égal à $0,9\ \gamma' = 9$ kN.m^{-3}. La stabilité vis-à-vis du phénomène de soulèvement hydraulique local n'est plus assurée.

On en déduit : $1,35 \times i\gamma_w = 1,35 \times 0,38 \times 10 = 5,2$ kN/m^3 et $0,9 \times \gamma' = 0,9 \times 11 = 9,9$ kN/m^3. La stabilité de l'ouvrage vis-à-vis de l'état limite HYD est donc assurée. Il est néanmoins



nécessaire de s'assurer que la valeur considérée pour le gradient hydraulique correspond bien aux conditions hydrogéologiques du site.

Afin de compléter cette approche, le risque de suffusion est également étudié.

Les critères développés par Kenny and Lau puis Kezdi sont regardés. Ils consistent respectivement à vérifier que :

$$\underset{F_d<X}{\text{Min}}\left(\frac{F_{4d}}{F_d}-1\right)\geq 1$$

où $X = 0{,}2$ ou $< 0{,}3$ si le coefficient d'uniformité $C_U > 3$

$$\underset{d}{\text{Min}}\left(\frac{F_{4d}}{F_d}-F_d\right)\geq 0{,}15$$

L'analyse de ces deux critères est reportée sur la figure 4.10. Les deux critères sont systématiquement vérifiés, les phénomènes de suffusion peuvent donc être écartés.

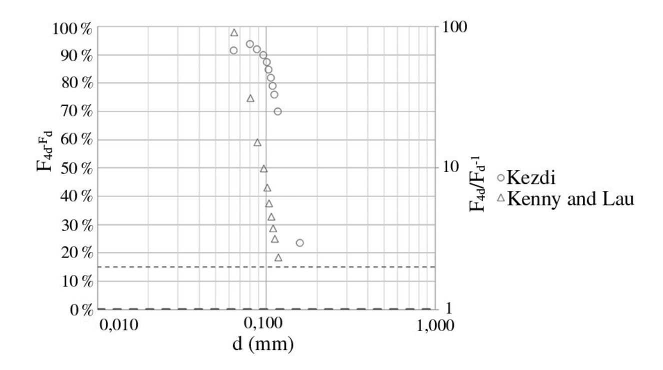


Figure 4.10 – Présentation des résultats

Chapitre 5

Dimensionnement des fondations superficielles

Introduction

La norme NF P 94-261 sur les fondations superficielles a succédé au fascicule 62 titre V utilisé pour le dimensionnement de fondations d'ouvrages d'art et à la norme NF P11-212-1 et 2 (ex DTU 13.11 et DTU 13.12) appliquée aux bâtiments. Elle propose un nouveau format de vérification de la portance basée sur une justification en termes de force et une mise à jour des méthodes de calcul de la portance à partir de données pressiométriques et pénétrométriques. D'autres aspects du dimensionnement des fondations superficielles sont aussi abordés : le glissement, le renversement avec une limitation de l'excentrement, les liens avec les justifications sous charge sismique, etc.

Objectifs

Identifier les mécanismes de rupture liés au fonctionnement d'une fondation superficielle.

Vérifier les états limites pour la justification des fondations superficielles.

Plan

1 Les exigences de l'Eurocode 7

La justification des fondations superficielles est abordée dans la section 6 de l'Eurocode 7. Les différentes parties constituant cette section sont les suivantes :

- 6.1 Généralités.
- 6.2 États limites.
- 6.3 Actions et situations de calcul.
- 6.4 Considérations relatives au calcul et à la construction.
- 6.5 Calcul à l'état limite ultime.
- 6.6 Calcul à l'état limite de service.
- 6.7 Fondations au rocher.

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

- 6.8 Calcul de la structure des fondations superficielles.
- 6.9 Préparation du sol d'assise.

Les états limites à considérer définis dans la section 6.2 de l'Eurocode 7, sont les suivants :

- instabilité d'ensemble ;
- défaut de capacité portante, rupture par poinçonnement ;
- rupture par glissement ;
- rupture combinée dans le terrain et dans la structure ;
- rupture de la structure du fait des mouvements de la fondation ;
- tassements excessifs ;
- soulèvement excessif sous l'effet du gonflement du sol, du gel ou d'autres causes ;
- vibrations inadmissibles.

La section 6.3 met l'accent sur la nécessité de considérer la rigidité de la structure portée et, de manière plus générale, sur les problèmes d'interactions sol-structure. Ce point essentiel de la conception des ouvrages est repris dans la section 6.8 dédiée au calcul de structure des fondations superficielles. En particulier, d'importantes restrictions sont faites quant à l'utilisation de la méthode au coefficient de réaction. En effet, ce type de méthode ne rend compte que d'interactions locales entre une structure et le sol en place et ne peut pas, sans aucun calage, fournir des valeurs réalistes des déplacements des structures. En général, des calculs itératifs sont nécessaires pour que les déplacements de la structure, calculés au moyen de méthodes au coefficient de réaction, et que les déplacements du sol support, en général calculés par la méthode des éléments finis, soient du même ordre de grandeur et aient globalement la même allure.

La section 6.4 dresse une liste assez exhaustive des différents points à considérer pour la conception d'une fondation superficielle (affouillement, gel, excavation, présence de la nappe, etc.). Elle définit trois manières de justification des semelles : une méthode directe où tous les états limites sont analysés séparément (c'est cette méthode qui est reprise dans la norme NF P 94-261), une méthode indirecte permettant de satisfaire avec un seul calcul les exigences des différents états limites (qui reviendrait à utiliser un unique coefficient partiel couvrant les ELU et les ELS) et des méthodes forfaitaires (c'est-à-dire fondées uniquement sur l'expérience de la construction d'autres ouvrages dans des conditions similaires).

La section 6.5 liste trois types d'ELU à vérifier :

- la stabilité globale de la fondation ;
- la portance ;
- la résistance au glissement.

Deux autres types d'ELU sont aussi mentionnés : le cas des charges fortement excentrées (qui correspond plus ou moins à la notion de « surface de semelle comprimée ») et le cas de mouvements excessifs de la fondation provoquant un ELU dans la structure portée.

Le calcul de la portance peut être basé sur trois méthodes :

- des méthodes analytiques : on entend ici les méthodes dérivées des travaux de Terzaghi mettant en œuvre le théorème des états correspondants ;
- des méthodes semi-empiriques : on entend ici les méthodes fondées sur l'exploitation des essais *in situ* comme le pressiomètre ou le pénétromètre et calées sur des essais de chargement en vraie grandeur ;
- des méthodes forfaitaires : cette méthode est peu pratiquée en France, mais il faut savoir que dans de nombreux pays, les normes de calcul des fondations superficielles comprennent des tableaux présentant les contraintes admissibles sous des semelles en fonction de la nature du sol.

La relation à vérifier en ce qui concerne la portance est la suivante :

$$V_d \leq R_d$$

Avec :

V_d la valeur de calcul de la composante verticale de la descente de charge ;

R_d la valeur de calcul de la portance.

Le calcul de la résistance au glissement est très détaillé dans la section 6.5.3 et a été repris intégralement puis complété dans la norme NF P 94-261. Des coefficients de modèle ont été ajoutés pour atteindre les mêmes niveaux de sécurité que ceux pratiqués en France avec l'utilisation du Fascicule 62 Titre V ou du DTU 13.12.

Les justifications à l'ELS proposées dans la section 6.6 sont d'ordre assez général. Les problèmes posés par les soulèvements des sols de fondation et par les vibrations sont mis en exergue.

La section 6.7 pose les bases de la justification des fondations superficielles au rocher. Très peu d'informations sont toutefois fournies pour véritablement mener des études de projet.

Enfin, la section 6.9 rappelle qu'une bonne conception des semelles passe par une préparation soignée du fond de fouille.

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

2 Les exigences de la norme NF P 94-261

La norme NF P 94-261 est structurée comme toutes les normes d'application nationale de l'Eurocode 7 (voir chapitre 3 du présent ouvrage). Elle comporte 14 sections et 17 annexes.

Tableau 5.1 – Sommaire de la norme NF P 94-261

Corps de texte	**Sections communes aux NAN**		1	Domaine d'application
			2	Références normatives
			3	Termes, définitions, symboles et convention de signes
			4	Comportement des fondations superficielles
			5	Actions et données géométriques
			6	Propriétés des terrains et des matériaux
			7	Situations de calcul, sollicitations et combinaisons d'actions
			8	Justification des fondations superficielles – Règles générales
	Justifications	**ELU**	9	Capacité portante
			10	Glissement
			11	Calcul de la structure des fondations superficielles
			12	Stabilité générale du site
		ELS	13	Justification à l'état limite de service
	Divers		14	Documents justificatifs des calculs de stabilité d'une fondation superficielle

Annexes	**Classes des terrains**	A	Détermination des catégories conventionnelles de terrain
	Facteurs partiels	B	Facteurs partiels pour les états-limites
	Portance	C	Détermination de la hauteur d'encastrement équivalente De
		D	Procédures pour déterminer la résistance ultime du terrain sous une fondation superficielle à partir de la pression limite pressiométrique
		E	Procédures pour déterminer la résistance ultime du terrain sous une fondation superficielle à partir de la résistance de pointe pénétrométrique
		F	Procédures pour déterminer la résistance du terrain sous une fondation superficielle à partir de la méthode analytique
	Tassement	G	Procédure d'estimation de la réaction du terrain transmise à une fondation superficielle
		H	Procédures pour évaluer le tassement d'une fondation superficielle à partir des modules pressiométriques Ménard
		I	Procédures d'estimation du tassement d'une fondation superficielle à partir de la résistance de pointe pénétrométrique mesurée avec un pénétromètre statique à pointe mécanique avec cône à jupe
		J	Procédures d'estimation des déplacements d'une fondation superficielle à partir des paramètres de déformation d'un sol
	Divers	K	Reconnaissances géotechniques et valeurs caractéristiques des propriétés des terrains
		L	Déformations des structures et mouvements des fondations
		M	Catégories géotechniques et durée d'utilisation du projet
		N	Aide-mémoire pour la surveillance des travaux et le suivi du comportement des ouvrages
		O	Aide pour la prise en compte des actions géotechniques particulières liées à l'eau
		P	Dispositions particulières pour les fondations semi-profondes

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

Il s'agit de présenter uniquement les aspects les plus importants pour la justification d'une fondation superficielle selon l'Eurocode 7 :

- les principes de justification ;
- le calcul de la portance ;
- les limitations d'excentrement ;
- le calcul de la résistance au glissement ;
- les liens avec l'Eurocode 8 – Partie 5 ;
- le calcul du tassement des semelles.

2.1 Les principes de justification

La norme NF P 94-261 s'appuie sur les principes de justification de la section 6 de l'Eurocode 7 – Partie 1. Les mécanismes de rupture à examiner sont définis selon les exigences de la section 6.5. Ils peuvent être analysés à la fois pour des ELU et des ELS. À l'ELU pour les situations durables et transitoires, l'approche de calcul 2 est mise en œuvre. L'approche de calcul 3 reste réservée à l'utilisation de calculs numériques. Il est possible de dresser le tableau de correspondance suivant.

Tableau 5.2 – Correspondance entre les mécanismes de rupture et les états limites à analyser pour les fondations superficielles

	ELU	ELS
Portance (dont limitation de l'excentrement)	Oui	Oui
Résistance au glissement	Oui	Non
Stabilité générale	Oui	Non
Déplacements et rotation de la semelle	Non	Oui

Volontairement, la norme exige des justifications en termes de portance et d'excentrement aux ELS. Deux idées se cachent derrière ces justifications. La première traduit la volonté de limiter la charge transmise au terrain aux ELS pour prévenir les phénomènes de fluage. La seconde en relation avec des limitations de l'excentrement de la charge appliquée sur la fondation doit permettre de limiter l'influence d'éventuels « décollements » induits par des chargements cycliques.

On peut aussi noter que le calcul des déplacements et des rotations de la fondation superficielle n'est pas exigé à l'ELU bien que l'Eurocode 7 – Partie 1 ne l'exclut pas. Dans le cas d'ouvrages élancés sensibles aux déformations, il faut toutefois examiner le fait que de faibles mouvements de la fondation n'induisent pas des ELU dans la structure portée.

2.2 Le calcul de la portance

Le calcul de la portance est à réaliser à la fois pour les justifications à l'ELU et à l'ELS. Il reprend l'inégalité 6.1 de la section 6.5.2 de l'Eurocode 7 – Partie 1 en intégrant le poids du volume de sol à l'emplacement de la fondation en l'absence de celle-ci :

$$V_d \leq R_d$$

$$V_d - R_0 \leq R_{v;d}$$

$$V_d - R_0 \leq R_{v;k}/\gamma_{R;v}$$

$$V_d - R_0 \leq R_v/(\gamma_{R;v}\,\gamma_{R;d;v})$$

$$V_d - R_0 \leq A i_e q_{net}/(\gamma_{R;v}\,\gamma_{R;d;v})$$

Avec :

V_d la valeur de calcul de la force verticale appliquée à la fondation ;

R_0 le poids du volume de sol constitué du volume de la fondation sous le terrain après travaux et des sols compris entre la fondation et le terrain après travaux ;

R_v la résistance nette du terrain ;

A l'aire de la base de la fondation superficielle ;

i_e le coefficient réducteur lié à l'excentrement e du chargement (Annexe Q de la norme NF P 94-261) ;

q_{net} la contrainte de rupture nette à la base de la fondation calculée à partir de données pressiométriques (Annexe D de la norme NF P 94-261), pénétrométriques (Annexe E de la norme NF P 94-261) ou de paramètres intrinsèques de résistance du terrain (c_u ou c et φ) (Annexe F de la norme NF P 94-261) ;

$\gamma_{R;v}$ le coefficient partiel gérant l'état limite considéré ;

$\gamma_{R;v;d}$ le coefficient de modèle dépendant du type de données utilisées pour le calcul (p_{LM}, q_c, etc.).

La valeur de calcul V_d est déterminée dans le cadre de l'approche de calcul 2 en considérant l'ensemble de coefficients partiels A1 sur les actions. On rappelle que l'excentrement e du chargement correspond au rapport entre la somme des valeurs de calcul des moments et la somme des valeurs de calcul des forces verticales. Cette valeur varie donc selon la combinaison de charge considérée. L'excentrement e du chargement désigne, d'un point de vue géométrique, la distance par rapport au centre de la semelle, du point d'application de la résultante des forces.

La relation 4.1 est exprimée comme une inégalité sur les forces alors que les errements habituels, notamment ceux issus du Fascicule 62 Titre V et du DTU 13.12, sont basés sur une vérification en termes de contraintes. Ce changement de forme appelle deux remarques.

La première est qu'il est plus rationnel de procéder à une vérification sur les forces que sur les contraintes. En effet, lors d'expérimentations, la force appliquée sur une semelle est connue avec beaucoup moins d'incertitudes que les contraintes au niveau de l'interface entre celle-ci et le sol.

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

La seconde remarque concerne l'organisation des études géotechniques. Il est clair qu'il n'est plus possible d'annoncer des contraintes admissibles indépendantes de la nature du chargement appliqué à la semelle. Cette situation oblige donc à connaître, si cela est possible, le plus vite possible dans le projet la descente de charge ou sans doute plus généralement à faire des hypothèses sur la descente de charge si celle-ci est inconnue ou encore mal définie.

La justification relative à la portance d'une fondation superficielle a un sens dans le cas où un mécanisme de rupture est susceptible de se développer dans le terrain. Pour les semelles de dimensions réduites, un tel mécanisme pourrait être mis en évidence. Pour des semelles de grandes dimensions ou des radiers, la justification en termes de portance est peu probante en ce qui concerne la stabilité de l'ouvrage porté. En effet, pour un grand radier de plusieurs mètres voire quelques dizaines de mètres, les déplacements du terrain pour mobiliser la résistance limite du terrain sont de plusieurs dizaines de centimètres. L'utilisation de coefficients partiels pour diminuer cette résistance limite réduit ces déplacements qui restent encore très importants. Par conséquent, pour les radiers de grande taille, les calculs de déplacements paraissent plus appropriés.

Les valeurs des coefficients partiels $\gamma_{R;v}$ et $\gamma_{R;v;d}$ sont précisées dans le tableau 5.3. Le coefficient global $\gamma_{R;v}\gamma_{R;v;d}$ appliqué sur la portance varie entre 1,68 et 2,8 à l'ELU et entre 2,76 et 4,6 à l'ELS. La dispersion du coefficient de modèle traduit une plus grande confiance dans les modèles basés sur des données comme p_{LM}, q_c ou c_U que sur des données comme c et φ.

Tableau 5.3 – Synthèse des coefficients partiels à utiliser pour la justification de la portance d'une fondation superficielle

	$\gamma_{R;v}$			
	ELU situations durables et transitoires	**ELU situations accidentelles**	**ELS combinaisons quasi permanente, fréquente et rare**	$\gamma_{R;v;d}$
Modèles de calcul basés sur p_{LM}, q_c et c_U	1,4 (valeur conforme à l'EC7-1)	1,2	2,3	1,2
Modèles de calcul basés sur c et φ				2,0

Le terme réducteur d'excentrement peut être exprimé à partir des relations présentées dans le tableau 5.4.

La relation 4.1 liant V_d, R_0 et $R_{v;d}$ est établie en considérant un essai de chargement de fondations superficielles. La charge V est appliquée sur une plaque posée au fond d'un trou dont la réalisation a nécessité de terrasser une masse de terrain R_0. L'estimation de la portance R_u lors de la rupture de la fondation nécessite de considérer l'égalité suivante :

$$V = R_u = R_0 + R_v = R_0 + A i_e q_{net}$$

$$\text{d'où : } V - R_0 = R_v = A i_e q_{net}$$

On suppose implicitement que le calcul de la masse de terre R_0 n'est pas entaché d'incertitudes. Dans le cas où q_{net} est estimée à partir de données pressiométriques, la relation suivante est obtenue :

$$V = R_0 = R_v = Ai_e(k_p p_{le}^* i_\delta i_\beta)$$

Avec :

k_p : facteur de portance qui dépend de la nature du sol de fondation, de la forme de la fondation et de l'encastrement équivalent de la fondation (Annexe D de la norme NF P 94-261) ;

p_{le}^* : pression limite nette équivalente (Annexe D de la norme NF P 94-261) ;

i_δ : coefficient réducteur lié à l'inclinaison δ du chargement (Annexe D de la norme NF P 94-261) ;

i_β : coefficient réducteur lié à la présence d'un talus de pente β à proximité de la semelle (Annexe D de la norme NF P 94-261).

Tableau 5.4 – Calcul du terme réducteur d'excentrement

Type de semelle	Relation à utiliser
Filante	$A' = Ai_e = A\left(1-2\frac{e}{B}\right) - LB\left(1-2\frac{e}{B}\right) - LB'$
Circulaire	$A' = Ai_e = A\cdot\left(\frac{\arccos\left(\frac{e}{R}\right)}{\pi} - \frac{2e}{\pi R}\sqrt{1-\left(\frac{e}{R}\right)^2}\right)$ $= \pi R^2\left(2\frac{\arccos\left(\frac{e}{R}\right)}{\pi} - \frac{2e}{\pi R}\sqrt{1-\left(\frac{e}{R}\right)^2}\right)$ $B' = \sqrt{A'\frac{(R-e)}{\sqrt{R^2-e^2}}}$ et $L' = \sqrt{A'\frac{\sqrt{R^2-e^2}}{(R-e)}}$
Rectangulaire	$A' = Ai_e = A\left(1-2\frac{e_B}{B}\right)\left(1-2\frac{e_L}{L}\right) = (B-2e_B)(L-2e_L) = B'L'$

Le calcul de la pression limite nette équivalente p_{le}^* correspond à la moyenne géométrique des valeurs des pressions limites nettes mesurées sur une certaine hauteur h_r sous la fondation. Les valeurs aberrantes ou la présence d'un substratum pouvant influencer le mécanisme de rupture mis en jeu peuvent être prises en compte ou pas selon le cas. Une analyse détaillée de chaque situation est à mener par le géotechnicien. De manière plus générale, cette question pose le problème de la valeur représentative de pression limite à considérer dans l'application de la relation 4.8.

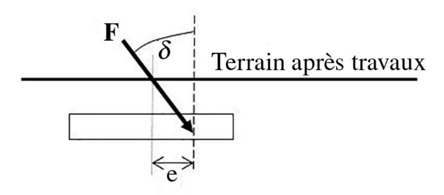
Lorsque la valeur q_{net} est calculée à partir de données issues de mesures au pénétromètre statique, la procédure de calcul reste identique en remplaçant p_{le}^*.

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

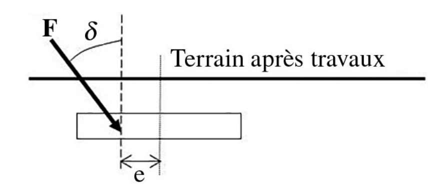
La valeur de l'inclinaison δ est calculée comme l'excentrement à partir des valeurs de calculs des actions transmises à la semelle.

La hauteur h_r varie selon les combinaisons de chargement pour prendre en compte le fait que le mécanisme de rupture évolue en fonction du chargement. Le calcul est toujours mené sur une hauteur h_r égale à 1,5B à l'ELS. A l'ELU, pour une semelle filante, tant que l'excentrement e est inférieur à B/4, la hauteur h_r est égale à 1,5B puis diminue linéairement pour être nulle quand l'excentrement e atteint B/2 (ce qui ne peut arriver en pratique si la conception est adaptée). Les formules donnant le calcul détaillé de la hauteur h_r pour des semelles filantes, circulaires ou rectangulaires sont présentées dans l'annexe D de la norme NF P 94-261 et dans le formulaire de la section 4.3.

Les règles de cumul des coefficients réducteurs i_e, i_δ et i_β sont précisées dans l'annexe D de la norme NF P 94-261. Ils sont valables à la fois pour des calculs menés à partir de données pressiométriques et pénétrométriques. Pour des calculs menés à partir de méthodes analytiques avec c_U ou c et φ, il est nécessaire de se reporter à l'annexe F. Il est important de noter que les effets de l'excentrement et de l'inclinaison du chargement sont traités comme s'ils se cumulaient toujours ce qui n'est pas nécessairement le cas. Les figures ci-dessous illustrent ces questions de cumul des coefficients réducteurs i_e et i_δ. Le formulaire dans la section 4.3 comprend les principales relations permettant le calcul de ces termes.



Les effets de l'excentrement et de l'inclinaison se cumulent.



Les effets de l'excentrement et de l'inclinaison **ne** se cumulent **pas**.

Figure 5.1 – Prise en compte simultanée de l'excentrement et de l'inclinaison du chargement

2.3 Les limitations d'excentrement

La section 6.5.4 de l'Eurocode 7 – Partie 1 indique au sujet des excentrements que la charge appliquée à la fondation superficielle ne doit pas sortir des 2/3 centraux de la fondation, c'est-à-dire que l'excentrement ne doit pas être supérieur à B/3.

La norme NF P 94-261 complète cette exigence avec les critères suivants pour les ELU dans les situations durables et transitoires et pour les ELS dans les combinaisons quasi-permanentes, fréquentes et caractéristiques. Ces vérifications ont pour objectif d'éviter des « décollements » de la semelle et de prévenir les éventuels effets des charges cycliques.

Ces justifications relatives à l'excentrement peuvent s'apparenter à des vérifications de type EQU puisqu'elles ont pour objectif de limiter les moments déstabilisateurs par rapport aux moments stabilisateurs.

Tableau 5.5 – Vérifications à mener pour la justification de l'excentrement du chargement

	Semelle filante	Semelle circulaire	Semelle rectangulaire
ELU Situations durables et transitoires	$1-\frac{2e}{B} \geq \frac{1}{15}$	$1-\frac{2e}{B} \geq \frac{3}{40}$	$\left(1-\frac{2e_B}{B}\right)\left(1-\frac{2e_L}{L}\right) \geq \frac{1}{15}$
ELS caractéristique	$1-\frac{2e}{B} \geq \frac{1}{2}$	$1-\frac{2e}{B} \geq \frac{3}{4}$	$\left(1-\frac{2e_B}{B}\right)\left(1-\frac{2e_L}{L}\right) \geq \frac{2}{3}$
ELS fréquent	$1-\frac{2e}{B} \geq \frac{2}{3}$	$1-\frac{2e}{B} \geq \frac{9}{16}$	$\left(1-\frac{2e_B}{B}\right)\left(1-\frac{2e_L}{L}\right) \geq \frac{1}{2}$
ELS quasi-permanent	$1-\frac{2e}{B} \geq \frac{2}{3}$	$1-\frac{2e}{B} \geq \frac{9}{16}$	$\left(1-\frac{2e_B}{B}\right)\left(1-\frac{2e_L}{L}\right) \geq \frac{1}{2}$

e_B et e_L désignent pour une semelle rectangulaire les excentrements dans les directions liées respectivement à la largeur B et à la longueur L.

2.4 Le calcul de la résistance au glissement

Le calcul de la résistance au glissement s'appuie sur la relation 6.2 de la section 6.5.3 de l'Eurocode 7 – Partie 1. Il est effectué uniquement aux ELU et dans le cas des situations durables et transitoires, il met en œuvre l'approche de calcul 2. La relation utilisée est la suivante :

$$H_d \leq R_{h;d} + R_{p;d}$$

Avec :

H_d : valeur de calcul de la force horizontale (ou parallèle à la base de la fondation) appliquée à la fondation superficielle ;

$R_{h;d}$: valeur de calcul de la résistance au glissement à la base de la fondation ;

$R_{p;d}$: valeur de calcul de la résistance frontale de la fondation.

On constate que les résistances équilibrant l'effort horizontal comprennent deux termes : l'un lié à la résistance au glissement à la base de la fondation et l'autre lié à la résistance frontale de la fondation. La résistance latérale mobilisable sur les côtés de la fondation

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

est implicitement prise en compte dans la résistance frontale. La mobilisation de ces deux résistances nécessite des déplacements du sol qui ne sont pas du même ordre de grandeur : la résistance au glissement est mobilisée très rapidement tandis que la résistance frontale ne l'est que pour des déplacements du sol plus importants.

Le cumul des termes $R_{h;d}$ et $R_{p;d}$ est possible à condition que les déplacements nécessaires pour mobiliser simultanément ces deux résistances soient compatibles avec les exigences de la structure portée. En pratique, le terme $R_{p;d}$ est rarement considéré. Des conditions d'exécution très soignées peuvent toutefois permettre de le considérer en procédant par ailleurs à une estimation prudente de sa valeur (par exemple, en prenant un compte un coefficient de mobilisation permettant de limiter sa valeur au tiers ou à la moitié de sa valeur réelle).

Les coefficients partiels permettant de déterminer les valeurs de calcul $R_{h;d}$ et $R_{p;d}$ à partir de leur valeur caractéristique sont les suivantes.

Tableau 5.6 – Vérifications à mener et coefficients partiels à utiliser pour la justification de la résistance au glissement d'une fondation superficielle

		Vérifications à mener	Valeurs des coefficients partiels	
			ELU situations durables et transitoires	**ELU situations accidentelles**
Résistance au glissement	Conditions non drainées	$R_{h;d} = \min\left\{\frac{1}{\gamma_{R;h}\gamma_{R;d;h}}(A'c_{u;k})\,;\,0{,}4V_d\right\}$	$\gamma_{R;h} = 1{,}1$ et $\gamma_{R;d;h} = 1{,}1$	$\gamma_{R;h} = 1{,}0$ et $\gamma_{R;d;h} = 1{,}1$
	Conditions drainées	$R_{h;d} = \frac{V_d \tan\delta_{a;k}}{\gamma_{R;h}\gamma_{R;d;h}}$		
Résistance frontale		$R_{p;d} = \frac{R_{p;k}}{\gamma_{R;e}}$	$\gamma_{R;e} = 1{,}4$	$\gamma_{R;e} = 1{,}1$
Résistance latérale		$R_{p;d} = \frac{R_{p;k}}{\gamma_{R;e}}$	$\gamma_{R;e} = 1{,}1$	$\gamma_{R;e} = 1{,}0$

La valeur de calcul de l'angle de frottement $\delta_{a;d}$ peut être égale à la valeur de calcul de l'angle de frottement interne à l'état critique φ'_{crit} pour les fondations en béton coulées en place et égal à $2\varphi'_{crit}/3$ pour les fondations préfabriquées lisses. En conditions drainées, il convient de négliger la cohésion effective c'.

On remarque que la valeur de la résistance au glissement dépend de la composante verticale V_d s'appliquant sur la fondation. Les facteurs partiels considérés pour le calcul de V_d sont égaux à ceux utilisés pour le calcul de H_d si les actions V_d et H_d ne sont pas indépendantes.

2.5 Les liens avec l'Eurocode 8 – Partie 5

La norme NF P 94-261 établit un lien avec l'annexe F de l'Eurocode 8 – Partie 5 pour le calcul de la portance des fondations superficielles sous charge sismique. Le cas du glissement n'est pas abordé dans la norme NF P 94-261 et reste traité intégralement dans l'Eurocode 8 – Partie 5. Dans le cas où il possible de justifier la semelle avec des paramètres intrinsèques de résistance c_U ou c et φ, il convient de se reporter directement à l'annexe F de l'Eurocode 8 – Partie 5. Dans le cas où des données de type pressiométrique ou pénétrométrique peuvent être utilisées, la méthode à appliquer est décrite ci-après.

Dans cette annexe F, la relation proposée pour la justification d'une fondation superficielle s'appuie sur des considérations complexes issues du calcul à la rupture mêlant les approches par l'extérieur et par l'intérieur. Elle décrit dans l'espace des efforts généralisés une surface assimilable à un ellipsoïde séparant les efforts acceptables de ceux qui ne le sont pas vis-à-vis de la résistance du sol et des efforts d'inertie. Cette relation n'est valable que pour des semelles filantes non encastrées dans un sol homogène. La relation proposée est la suivante :

$$\frac{(1-e\overline{F})^{C_T}(\beta\overline{V})^{C_T}}{\overline{N}^a\left[\left(1-m\overline{F}^k\right)^{k'}-\overline{N}\right]^b}+\frac{(1-f\overline{F})^{C'_M}(\gamma\overline{M})^{C_M}}{\overline{N}^c\left[\left(1-m\overline{F}^k\right)^{k'}-\overline{N}\right]^d}-1\leq 0$$

Avec :

a, b, c, d, e, f, k, k', m, C_t, C_m, C'_m, β et γ des paramètres dépendant de la nature frottante ou cohérente du sol de fondation de la semelle et fixée dans le tableau F.1 de l'annexe F de l'Eurocode 8-Partie 5.

Les grandeurs F, N, V et M désignent respectivement les forces d'inertie adimensionnelles induites par le séisme et les efforts normalisés pour la force verticale, la force horizontale et le moment (N, V, M) :

$$\overline{N}=\gamma_{R;d}\frac{N_d}{N_{\max}},\ \overline{V}=\gamma_{R;d}\frac{V_d}{N_{\max}},\ \overline{M}=\gamma_{R;d}\frac{M_d}{BN_{\max}}$$

Avec B la largeur de la semelle, $\gamma_{R;d}$ un coefficient de modèle (Tableau F.2 de l'annexe F de l'Eurocode 8 – Partie 5) et N_{max} la valeur de la portance définie par :

- pour les sols frottants :

$$N_{\max}=\frac{1}{2}\rho g\left(1+\frac{a_v}{g}\right)B^2N_\gamma$$

avec ρ la masse volumique du sol de fondation, g l'accélération de la pesanteur, a_v l'accélération verticale du sol et N_γ le terme de surface de la méthode analytique de

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

calcul de la portance des fondations superficielles sous charge statique calculé avec la valeur de calcul de l'angle de frottement $(\tan\varphi_d = \frac{\tan\varphi_k}{\gamma_M}$ avec $\gamma_M = 1{,}25)$;

- pour les sols cohérents :

$$N_{\max} = (\pi + 2)\frac{\bar{c}}{\gamma_M}B$$

Avec c la cohésion non drainée du sol prenant en compte d'éventuels effets sismiques et γ_M le coefficient partiel de résistance du sol ($\gamma_M = 1{,}4$)

La norme NF P 94-261 permet le calcul direct de la grandeur N_{max} :

$$N_{\max} = \frac{k_p(D_e/B = 0\,;B/L \approx 0)p_{le}^*B}{\gamma_{R;v}\gamma_{R;d;v}}$$

Cette formule peut être adaptée à des données pénétrométriques.

Les coefficients partiels $\gamma_{r;v}$ et $\gamma_{r;d;v}$ sont respectivement égaux 1.4 et 1.2. On peut noter que la valeur du coefficient partiel $\gamma_{r;v}$ est celle recommandée par l'Eurocode 7 – Partie 1. Le facteur de portance k_p est calculé selon les hypothèses de l'annexe F de l'Eurocode 8 – Partie 5 à savoir une semelle filante et un encastrement nul. Le calcul de la pression limite nette équivalente p_{le}^* n'est pas modifié.

2.6 Le calcul des tassements des semelles

Dans la norme NF P 94-261 et dans l'Eurocode 7, la question du déplacement et de la rotation des fondations superficielles n'est abordée qu'à l'ELS pour les combinaisons quasi-permanentes. Dans cet ouvrage, il ne s'agit pas de présenter les méthodes de calcul mais plutôt d'en décrire rapidement les principes.

Les annexes H, I et J de la norme NF P 94-261 sont consacrées à la question du déplacement et de la rotation des fondations superficielles. Les annexes H et I présentent des méthodes basées sur l'utilisation, soit de la pression limite Ménard (annexe H), soit de la résistance de cône (annexe I). Pour chacune de ces annexes, les méthodes proposées doivent être considérées comme un bloc. Il ne s'agit pas de considérer certains aspects d'une méthode pour l'intégrer dans l'autre.

À partir de la pression limite Ménard, la méthode de calcul présentée dans la norme NF P 94-261 est celle de Ménard où les tassements dans le sol sont calculés jusqu'à une profondeur égale à huit fois la largeur de la fondation. Le sol est divisé en 16 couches d'égale épaisseur et un module pressiométrique est associé à chaque couche. Des coefficients correcteurs permettent de gérer la diffusion de la charge appliquée sur la fondation avec la profondeur et de donner plus ou moins d'importance aux couches de sol sous la semelle dans le calcul du tassement.

L'annexe J dresse une synthèse des méthodes de calcul du déplacement et de la rotation d'une semelle dans le cas où le terrain est assimilé à un milieu continu. La principale

question posée est l'estimation du module de déformation du sol qui dépend du chemin de chargement ainsi que du taux de chargement (plus ou moins proche de la rupture). Une fondation isolée de petite taille ne transmet pas les mêmes efforts au sol qu'un radier. La répartition entre les déformations de volume et de cisaillement n'est pas la même et influe sur le choix du module de déformation à considérer. Dans certains cas, il peut s'agir du module d'Young (semelle isolée) et dans d'autres, du module œdométrique (radier). Ces méthodes analytiques de calcul des tassements et des rotations des semelles trouvent leur prolongement dans les méthodes numériques de calcul avec la possibilité d'utiliser divers logiciels de calcul mettant en œuvre la méthode des éléments finis ou des différences finies.

Les méthodes de calcul exposées dans la norme NF P 94-261 doivent être reliées à l'annexe H de l'Eurocode 7 – Partie 1 qui définit des valeurs limites pour les déformations des bâtiments. Différentes grandeurs sont définies :

- le tassement S ;
- le tassement différentiel δs ;
- la rotation θ ;
- la déformation angulaire α ;
- la déflexion Δ et de la déflexion relative Δ/L ;
- l'inclinaison ϖ et de la rotation relative (distorsion angulaire) β.

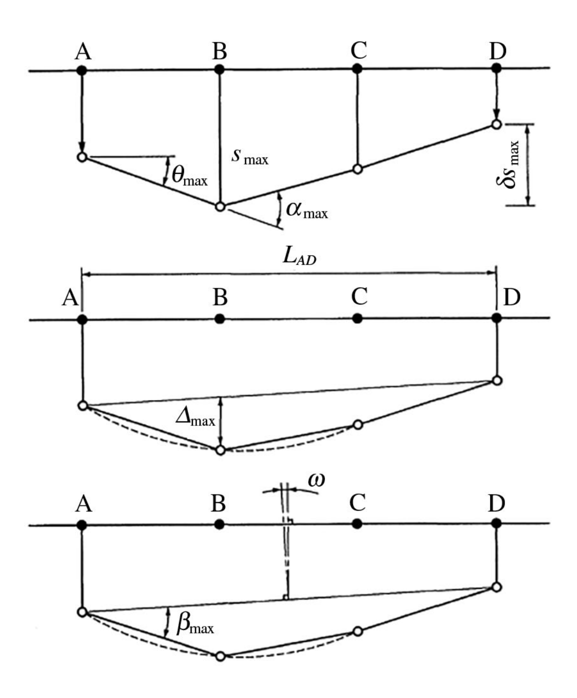


Figure 5.2 – Notations relatives aux mouvements et rotations d'une semelle (d'après l'Eurocode 7, CEN 2005)

L'Eurocode 7 – Partie 1 précise qu'une rotation relative maximale de 1/500 est acceptable pour beaucoup de structures. La rotation relative pour laquelle il est probable qu'un

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

état limite ultime soit atteint est d'environ 1/150. Pour les structures courantes à fondations isolées, des tassements totaux atteignant 50 mm et des tassements différentiels de 20 mm entre colonnes adjacentes sont souvent acceptables. De plus grands tassements totaux et différentiels peuvent être admis si les rotations relatives restent dans des limites acceptables et si les tassements totaux ne provoquent pas de problèmes aux réseaux liés à l'ouvrage, ni de basculement, etc.

3 Formulaire pour le calcul des fondations superficielles

Ce formulaire a pour objectif de synthétiser les principales relations pour le calcul des fondations superficielles. En particulier, il comprend l'ensemble des relations nécessaires à la réalisation des exercices qui suivent.

3.1 Portance à partir de c_u, c et φ

En conditions respectivement non drainées et drainées, la valeur de la contrainte de rupture nette q_{net} est donnée par :

- $q_{net} = (\pi + 2)c_u b_c s_c i_c + q$ en conditions non drainées ;
- $q_{net} = c'N_c b_c s_c i_c + q'_0 N_q b_q s_q i_q + qN_q b_q s_q i_q + 0{,}5\gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma - q'_0$ en conditions drainées.

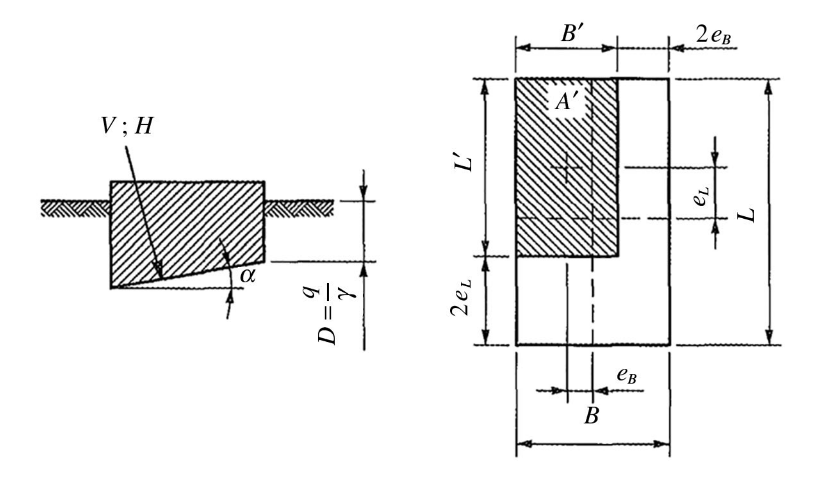


Figure 5.3 – Notations pour les méthodes de calcul de la portance à partir de c', φ' et c_U (d'après l'Eurocode 7, CEN 2005)

Tableau 5.7 – Notations

A'	valeur de calcul de la surface effective de la fondation ;
b	valeur de calcul des facteurs pour l'inclinaison de la base de la fondation, avec les indices c pour la cohésion, q pour la surcharge et γ pour le poids volumique
B	largeur de la fondation
B'	largeur effective de la fondation
D	profondeur d'encastrement
c_u	valeur de la cohésion non drainée du sol d'assise de la fondation
φ'	valeur de l'angle de frottement effectif
c'	valeur de la cohésion drainée du sol d'assise de la fondation
e	excentricité de la résultante des actions, avec les indices B pour une excentricité par rapport à l'axe transversal de la fondation ou L pour une excentricité par rapport à l'axe longitudinal de la fondation
i	coefficients d'inclinaison de la charge, avec les indices c, q et γ
L	longueur de la fondation
L'	longueur effective de la fondation
m	exposant dans les formules de calcul du facteur d'inclinaison i $m = m_B = \dfrac{2+B/L}{1+B'/L'}$ si la composante horizontale de la charge agit dans la direction de B' $m = m_L = \dfrac{2+L'/B'}{1+L'/B'}$ si la composante horizontale de la charge agit dans la direction de L' $m = m_\theta = m_B \cos\theta + m_L \sin\theta$ si la composante horizontale de la charge agit selon une direction faisant un angle θ avec la direction de L'
N	facteurs de capacité portante, avec les indices c, q et γ ;
q	pression de surcharge au niveau de la base de la fondation
q'_0	valeur de calcul de la pression effective due au poids des terres au niveau de la base de la fondation
q_{net}	valeur de la contrainte associée à la résistance nette du terrain sous une fondation superficielle
s	coefficients de forme de la base de la fondation, avec les indices c, q et γ
V	charge verticale
α	inclinaison de la base de la fondation par rapport à l'horizontale
γ'	valeur de calcul du poids volumique effectif du sol sous le niveau de la fondation
θ	angle donnant la direction de H

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

Tableau 5.8 – Coefficients b_c, s_c et i_c – méthode analytique en conditions non drainées

Facteurs/coefficients	Symbole	Expression
Inclinaison de la base [a]	b_c	$1-\dfrac{2\alpha}{\pi+2}$
Forme	s_c	$1+0{,}2\dfrac{B'}{L'}$
Inclinaison de la charge [b]	i_c	$\dfrac{1}{2}\left[1+\sqrt{1-\dfrac{H}{A'c_u}}\right]$ avec $H \leq A'c_u$

a α est l'inclinaison de la base de la fondation par rapport à l'horizontale

b H est la valeur de calcul de l'effort parallèle au plan de la base de la fondation superficielle

Tableau 5.9 – Facteurs de portance, coefficients de base et de forme de la fondation, coefficients d'inclinaison de la charge – Méthode analytique en conditions drainées

Facteurs / coefficients	Terme de surcharge ou de profondeur	Terme de cohésion	Terme de surface
Portance	$N_q = e^{\pi \tan\varphi'} \tan^2\left(\dfrac{\pi}{4}+\dfrac{\varphi'}{2}\right)$	$N_c = \dfrac{N_q - 1}{\tan\varphi'}$	$N_\gamma = 2(N_q - 1)\tan\varphi'$
Forme [a]	$s_q = 1+\dfrac{B'}{L'}\sin\varphi'$	$s_c = \dfrac{s_q N_q - 1}{N_q - 1}$	$s_\gamma = 1-0{,}3\dfrac{B'}{L'}$
Inclinaison de la base [b]	$b_q = (1-\alpha\tan\varphi')^2$	$b_c = b_q - \dfrac{(1-b_q)}{N_c \tan\varphi'}$	$b_\gamma = (1-\alpha\tan\varphi')^2$
Inclinaison de la charge [c,d]	$i_q = \left[1-\dfrac{H}{V+A'c'/\tan\varphi'}\right]^m$	$i_c = i_q - \dfrac{(1-i_q)}{N_c \tan\varphi'}$	$i_\gamma = \left[1-\dfrac{H}{V+A'c'/\tan\varphi'}\right]^{m+1}$

a Ces formules s'appliquent également au cas des semelles carrées ou circulaires en prenant dans ce cas $B' = L'$.

b
c α est l'inclinaison de la base de la fondation par rapport à l'horizontale.

d V, H sont respectivement la valeur de calcul de l'effort normal et parallèle au plan de la base de la fondation superficielle.

3.2 Portance à partir de p_{LM}

a) Portance sous charge verticale centrée

La valeur q_{net} est exprimée à partir de l'expression suivante :

$$q_{net} = k_p p^*_{le} i_\delta i_\beta \quad \text{avec} \quad p^*_{le} = \sqrt[n]{\prod_{i=1}^{n} p^*_{l;k;i}} \quad \text{sur une hauteur : } h_r = 1{,}5B.$$

Pour les combinaisons de charge à l'ELU pour les phases durables et transitoires, pour les phases accidentelles et pour les phases sismiques :

- $h_r = 1{,}5B$ si $1 - \frac{2e}{B} \geq \frac{1}{2}$ et $h_r = 3B - 6e$ si $1 - \frac{2e}{B} \leq \frac{1}{2}$ pour les fondations filantes de largeur B ;
- $h_r = 1{,}5B$ si $1 - \frac{2e}{B} \geq \frac{9}{16}$ et $h_r = \frac{8B}{3} - \frac{16e}{3}$ si $1 - \frac{2e}{B} \leq \frac{9}{16}$ pour les fondations circulaires de diamètre B ;
- $h_r = 1{,}5B$ si $\left(1 - \frac{2e_B}{B}\right)\left(1 - \frac{2e_L}{L}\right) \geq \frac{1}{2}$ et $h_r = \min(1{,}5B\,;3B - 6e_B\,;3B - 6e_L)$ si $\left(1 - \frac{2e_B}{B}\right)\left(1 - \frac{2e_L}{L}\right) < \frac{1}{2}$ pour les fondations rectangulaires de largeur B et de longueur L.

Le facteur de portance pressiométrique k_p doit être déterminé à partir de la relation suivante pour des valeurs de $D_e/B \leq 2$ (D_e/B désigne la valeur de l'encastrement équivalent) :

$$k_{p;\frac{B}{L}} = k_{p0} + \left(a + b\frac{D_e}{B}\right)\left(1 - e^{-c\frac{D_e}{B}}\right)$$

Les valeurs numériques des paramètres a, b et c sont présentées dans le tableau 5.10 pour des fondations filantes ($B/L \approx 0$) ou carrées ($B/L = 1$).

Dans le cas de semelles de forme rectangulaire, la relation à utiliser est la suivante :

$$k_{p;\frac{B}{L}} = k_{p;\frac{B}{L}=0}\left(1 - \frac{B}{L}\right) + k_{p;\frac{B}{L}=1}\frac{B}{L}$$

La valeur de la hauteur d'encastrement est déterminée à partir de la relation suivante :

$$D_e = \frac{1}{p^*_{le}} \int_d^D p^*_l(z)\,dz$$

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

Tableau 5.10 – Valeurs numériques des coefficients *a*, *b* et *c* pour le calcul du facteur de portance k_p

Catégorie de sol – Courbe de variation du facteur de portance		Expression de k_p			
		a	*b*	*c*	k_{p0}
Argiles et limons	Semelle filante – Q1	0,2	0,02	1,3	0.8
	Semelle carrée – Q2	0,3	0,02	1,5	0.8
Sables et graves	Semelle filante – Q3	0,3	0,05	2	1
	Semelle carrée – Q4	0,22	0,18	5	1
Craies	Semelle filante – Q5	0,28	0,22	2,8	0,8
	Semelle carrée – Q6	0,35	0,31	3	0,8
Marnes et marno-calcaires Roches altérées	Semelle filante – Q7	0,2	0,2	3	0,8
	Semelle carrée – Q8	0,2	0,3	3	0,8

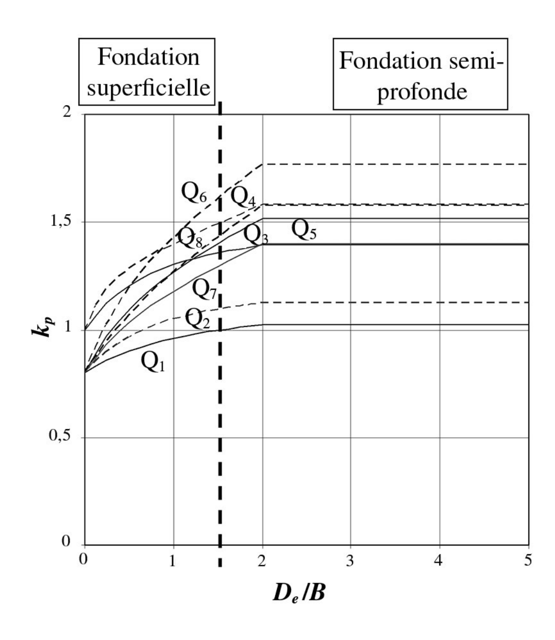


Figure 5.4 – Facteur de portance k_p

b) Prise en compte de l'inclinaison δ du chargement

Dans le cas de sols fins ou cohérents (en général, des sols fins saturés), caractérisés par une cohésion non drainée c_u et un angle de frottement nul, la relation suivante doit être utilisée :

$$i_{\delta;c;D_e/B} = \left(1 - \frac{2\delta_d}{\pi}\right)^2$$

Dans le cas de sols grenus ou frottants (en général, des sables ou graves propres), caractérisés par un angle de frottement interne φ' et une cohésion c' nulle ou négligeable la relation suivante doit être utilisée :

$$i_{\delta;f;D_e/B} = \left(1 - \frac{2\delta_d}{\pi}\right)^2 - \frac{2\delta_d}{\pi}\left(2 - 3\frac{2\delta_d}{\pi}\right)e^{-D_e/B} \text{ pour } \delta_d < \pi/4$$

$$i_{\delta;f;D_e/B} = \left(1 - \frac{2\delta_d}{\pi}\right)^2 - \left(1 - \frac{2\delta_d}{\pi}\right)^2 e^{-D_e/B} \text{ pour } \delta_d \geq \pi/4$$

Dans le cas de sols présentant à la fois un caractère fin et grenu, la relation suivante doit être considérée :

$$i_{\delta;cf;D_e/B} = i_{\delta;f;D_e/B} + \left(i_{\delta;c;D_e/B} - i_{\delta;f;D_e/B}\right)\left(1 - e^{-\frac{\alpha c}{\gamma B \tan(\varphi)}}\right)$$

où α est un paramètre de calage pris égal à 0,6.

c) Prise en compte de la pente d'un talus incliné à β

Lorsque la base de la fondation est située à une distance d du bord du talus (figure D.2.5), il est nécessaire de calculer un coefficient i_β qui dépend de la nature fine ou grenue du terrain ainsi que de la distance d.

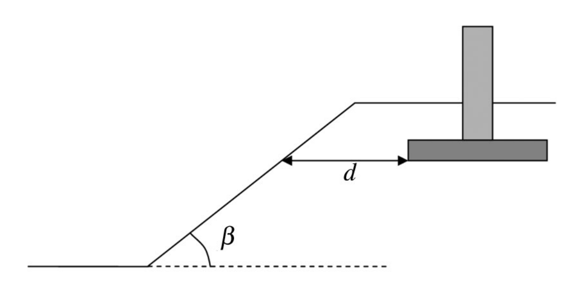


Figure 5.5 – Définition de la longueur *d* et de l'angle β

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

Dans le cas de sols fins ou cohérents (en général, des sols fins saturés) caractérisés par une cohésion non drainée c_u et un angle de frottement nul, pour un encastrement quelconque, la relation suivante est à utiliser :

$$i_{\delta;c;D_e/B} = 1 - \frac{\beta}{\pi}\left(1 - \frac{d}{8B}\right)^2 \quad \text{pour } d < 8B$$

Dans le cas de sols grenus ou frottants (en général, des sables ou des graves propres) caractérisés par un angle de frottement interne φ' et une cohésion c' nulle ou négligeable, pour un encastrement quelconque, la relation suivante est à utiliser :

$$i_{\delta;f;D_e/B} = 1 - 0{,}9(\tan\beta)(1 - \tan\beta)\left(1 - \frac{d + D_e/\tan\beta}{8B}\right)^2$$

$$\text{pour } d + D_e/\tan\beta < 8B$$

Dans le cas de sols présentant à la fois un caractère fin et grenu, c'est-à-dire des sols intermédiaires, des sols marneux à calcaires, des sols indurés et certaines roches altérées, la relation suivante doit être considérée :

$$i_{\delta;cf;D_e/B} = i_{\delta;f;D_e/B} + \left(i_{\delta;c;D_e/B} - i_{\delta;f;D_e/B}\right)\left(1 - e^{-\frac{\alpha c}{\gamma B \tan(\varphi)}}\right)$$

où α est un paramètre de calage pris égal à 0,6.

d. Prise en compte simultanée des coefficients i_δ et i_β

Dans le cas d'une fondation située à proximité d'un talus, les effets des coefficients i_δ et i_β ne se cumulent pas nécessairement. Si la charge est inclinée vers le talus alors les effets se cumulent ($i_\delta . i_\beta$). Si la charge est inclinée vers l'intérieur du talus alors il convient alors de remplacer le produit $i_\beta \cdot i_\delta$ par le coefficient $i_{\delta\beta}$ qui est défini par la relation suivante :

$$i_{\delta\beta} = \min\left(\frac{i_\beta}{i_\delta} ; i_\delta\right)$$

3.3 Tassement à partir de p_{LM}

Pour un sol homogène, le tassement final d'une fondation superficielle est calculé à partir de la formule suivante :

$$s_f = s_c + s_d$$

Avec s_f le tassement final (tassement estimé pour une échéance de 10 ans), s_c le tassement sphérique (dû aux déformations volumétriques) et s_d est le tassement déviatorique (dû aux déformations de cisaillement).

a) Cas d'un sol homogène

Dans le cas d'un sol homogène, les tassements sphériques s_c et déviatoriques s_d sont calculés selon les expressions suivantes :

$$s_c = \frac{\alpha}{9E_M}\left(q' - \sigma'_{v0}\right)\lambda_c B \text{ et } s_d = \frac{\alpha}{9E_M}\left(q' - \sigma'_{v0}\right)B_0\left(\lambda_d \frac{B}{B_0}\right)^{\alpha}$$

Avec E_M est le module pressiométrique Ménard, q' la contrainte moyenne effective appliquée au sol par la fondation, σ'_{v0} la contrainte verticale effective au niveau de fondation, dans la configuration du terrain avant travaux, B_0 une largeur de référence égale à 0,60 m, B est la largeur de la fondation.

Le coefficient rhéologique a dépendant de la nature du terrain et les coefficients de forme, λ_c, λ_d, fonction du rapport L/B sont définis dans les tableaux 5.11 et 5.12.

Tableau 5.11 – Coefficient rhéologique des sols

	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Grave	
Type	α	E_M/p^*_l	α	E_M/p^*_l	α	E_M/p^*_l	α	E_M/p^*_l	α
surconsolidé ou très serré	–	> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3
normalement consolidé ou normalement serré	1	9 – 16	2/3	8 – 14	1/2	7 – 12	1/3	6 – 10	1/4
sous-consolidé altéré et remanié ou lâche	–	7 – 9	1/2	5 – 8	1/2	5 – 7	1/3	–	–

Tableau 5.12 – Coefficient rhéologique applicable aux roches

Rocher	
Type	α
très peu fracturé	2/3
normal fracturé	1/2
très fracturé	1/3
très altéré	2/3

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

Tableau 5.13 – Coefficients de forme

L/B	Cercle	Carré	2	3	5	≥ 20
λ_c	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
λ_d	1,00	1,12	1,20	1,78	2,14	2,65

b) Cas d'un sol hétérogène

Pour un sol hétérogène, les tassements sphériques et déviatorique sont calculés respectivement à partir des expressions suivantes :

$$s_c = \frac{\alpha}{9E_c}\left(q' - \sigma'_{v0}\right)\lambda_c B \text{ et } s_d = \frac{\alpha}{9E_d}\left(q' - \sigma'_{v0}\right)B_0\left(\lambda_d \frac{B}{B_0}\right)^{\alpha}$$

avec E_c le module pressiométrique Ménard équivalent correspondant à la zone où les déformations volumétriques sont prépondérantes (zone dite d'influence sphérique), E_d le module pressiométrique Ménard équivalent correspondant à la zone où les déformations de cisaillement sont prépondérantes (zone dite d'influence déviatorique) et a est un coefficient rhéologique moyen de l'épaisseur de terrain.

Le calcul du module E_d nécessite un découpage du sol en tranches horizontales fictives sous la fondation (Figure 5.6), chaque tranche ayant une épaisseur de $B/2$. Les modules équivalents E_c et E_d sont donnés par les formules suivantes :

$$E_c = E_1$$

E_c est égal à la valeur E_1 mesurée dans la tranche d'épaisseur $B/2$ située immédiatement sous la fondation.

$$\frac{1}{E_d} = \frac{0,25}{E_1} + \frac{0,3}{E_2} + \frac{0,25}{E_{3;5}} + \frac{0,1}{E_{6;8}} + \frac{0,1}{E_{9;16}}$$

$E_{i;j}$ est la moyenne harmonique des modules mesurés dans les couches i à j ($j > i$) :

$$\frac{1}{E_{i;j}} = \frac{1}{j - i + 1}\sum_{k=1}^{j}\frac{1}{E_k}$$

Si les valeurs E_9 à E_{16} ou E_6 à E_{16} ne sont pas connues mais considérées comme supérieures aux valeurs sus-jacentes, E_d peut se calculer comme suit :

$$\frac{1}{E_d} = \frac{0,25}{E_1} + \frac{0,3}{E_2} + \frac{0,25}{E_{3;5}} + \frac{0,2}{E_{6;8}} \text{ ou } \frac{1}{E_d} = \frac{0,25}{E_1} + \frac{0,3}{E_2} + \frac{0,45}{E_{3;5}}$$

Figure 5.6 – Calcul des modules harmoniques $E_{i;j}$ sous une fondation superficielle

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.



Entraînez-vous

5.1 Une fondation superficielle sous charge verticale centrée

Il s'agit d'examiner la justification de la portance de la fondation superficielle filante représentée sur la figure 5.7 suivant les approches de calcul 2 et 3.

La force G_k est supposée prendre en compte le poids de la semelle et le poids du sol situé au-dessus de la semelle.

Les coefficients partiels pour l'approche de calcul 2 sont ceux de la norme NF P 94-261 tandis que pour l'approche de calcul 3 ce sont ceux issus uniquement de l'Eurocode 7.

La relation utilisée pour déterminer q_{net} est la suivante :

$$q_{net} = c'N_c b_c s_c i_c + q'_0 N_q b_q s_q i_q + qN_q b_q s_q i_q + 0{,}5_{\gamma}' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma - q'_0$$

(Voir la définition des différents termes correcteurs dans la norme NF P 94-261 ou dans la norme NF EN 1997-1.)

Il n'y a pas de nappe. On suppose que le terrain est homogène et s'apparente à un sable dont le poids volumique est égal à 20 kN/m^3 et la valeur caractéristique de l'angle de frottement φ_k vaut 35°.

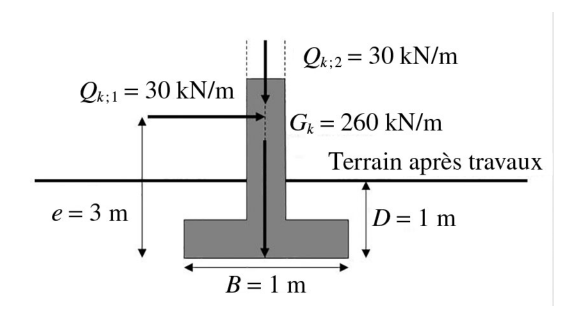


Figure 5.7 – Charges appliquées sur la semelle à considérer

1. Déterminer, à l'ELU (situations durables et transitoires), pour les approches de calcul 2 et 3, la valeur de calcul de la force verticale V_d, de la force horizontale H_d et du moment M_d s'appliquant sur la fondation.

2. Calculer la valeur de calcul de l'excentrement ed du chargement puis la valeur du terme réducteur dû à l'excentrement. Calculer la valeur des termes réducteurs iq et $i\gamma$ dû à l'inclinaison de la charge.

3. Déterminer la valeur de calcul de la portance $R_{v;d}$ de la fondation superficielle pour les approches de calcul 2 et 3.

4. Vérifier la condition de non-glissement suivant les approches de calculs 2 et 3.

5.2 Une fondation superficielle sous charge excentrée et inclinée

Il s'agit d'examiner selon la norme NF P 94-261 la justification de la fondation superficielle filante représentée sur la figure ci-dessous. Il n'y a pas de nappe. On suppose que le terrain est homogène et s'apparente à un sable dont le poids volumique est égal à

19 kN/m³ et la valeur caractéristique de l'angle de frottement φ_k vaut 32°. Trois sondages pressiométriques PR1, PR2 et PR3 à 6 m de profondeur ont été réalisés.

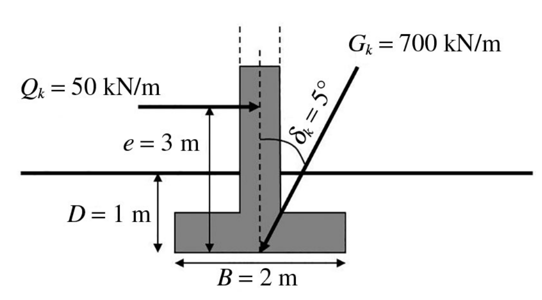


Figure 5.8 – Charges appliquées sur la semelle à considérer

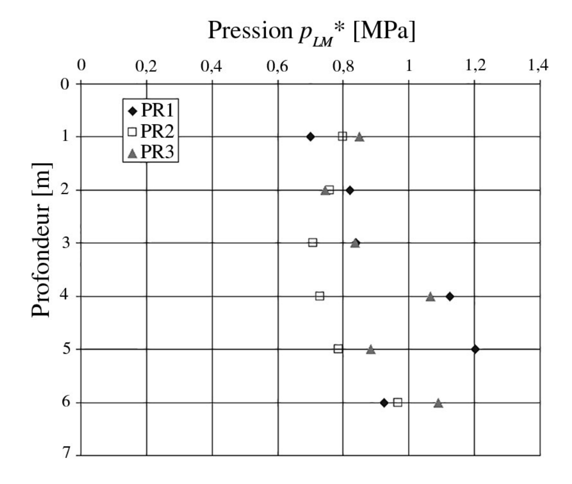


Figure 5.9 – Sondages pressiométriques PR1, P2 et PR3 à considérer

Tableau 5.13 – Valeurs numériques des sondages pressiométriques PR1, PR2 et PR3 à considérer

Profondeur [m]	p^*_{LM}[MPa]		
	PR1	**PR2**	**PR3**
1	0,7	0,8	0,85
2	0,8	0,75	0,75
3	0,85	0,7	0,85
4	1,1	0,75	1,05
5	1,2	0,8	0,9
6	0,95	0,95	1,1

$\overline{p^*_{LM}} = 0{,}88$ MPa

$\overline{\sigma^*_{LM}} = 0{,}715$ MPa

1. Déterminer la valeur de calcul de la force verticale V_d, de la force horizontale H_d et du moment M_d s'appliquant sur la fondation. Calculer la valeur de calcul de l'inclinaison δ_d et de l'excentrement e_d du chargement.

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

2. Vérifier que les critères relatifs à l'excentrement du chargement sont vérifiés à l'ELU, à l'ELS caractéristique et à l'ELS quasi-permanent.

3. Déterminer la largeur de semelle effective B' à l'ELS quasi-permanent.

4. Déterminer la valeur représentative de la pression limite p_{LM} pour justifier la portance de la fondation superficielle. On pourra le cas échéant s'inspirer d'approches statistiques.

5. Déterminer la pression limite équivalente et la hauteur d'encastrement équivalente.

6. Déterminer la valeur de calcul de la portance R_d de la fondation superficielle.

7. Vérifier la condition de non-glissement.

5.3 Tassements différentiels sous un ouvrage fondé superficiellement

Il s'agit d'examiner le tassement de trois fondations carrées rigides ($B = L = 2$ m) supportant respectivement les charges suivantes :

- pour la première : $G_k = 300$ kN ;
- pour la seconde : $G_k = 400$ kN ;
- pour la troisième : $G_k = 300$ kN.

Ces trois fondations sont alignées et leur centre respectif est espacé de 8 m. Elles sont encastrées de 1 m dans le terrain.

On suppose que le sol de fondation est constitué d'une argile homogène qui présente une masse volumique de 2 000 kg/m^3 et un module pressiométrique E_M égal à 12 MPa. Le module d'Young du sol est à estimer par corrélation.

1. Calculer le tassement des trois semelles à partir de la méthode pressiométrique Ménard.

2. Calculer le tassement des trois semelles à partir de la relation suivante :

$$s = c_f \frac{1 - \nu^2}{E} \text{Bq}$$

Tableau 5.14 – Valeurs du coefficient de forme pour l'application des formules de Giroud

Valeurs c_f						
L/B		1	2	3	5	10
Fondation rigide		0,88	1,21	1,43	1,72	2,18
Fondation souple	bord	0,56	0,76	0,89	1,05	1,27
	centre	1,12	1,53	1,78	2,10	2,58

3. Calculer la rotation relative β pour les valeurs de tassements obtenus avec la méthode pressiométrique et la méthode élastique.



5.1 **1.** et **2.** Les combinaisons d'actions à considérer sont identiques pour les approches de calcul 2 et 3 car les actions ne sont pas transmises par le terrain.

La combinaison à considérer est la suivante :

- Approche de calcul 2 : « A1 » + « M1 » + « R2 »
- Approche de calcul 2 : « A1 » + « M2 » + « R3 »

Les charges verticales pouvant avoir un effet favorable, deux combinaisons d'actions sont considérées (dans la combinaison 2, les charges verticales sont considérées comme favorables donc négligées dans le cas où elles sont variables).

Tableau 5.15 – Valeurs de calcul des actions pour les approches de calcul 2 et 3

		V_d [kN]	H_d [kN]	M_d [kN]	e_d [m]	$i_e = 1 - 2e_d/B$	i_q	i_γ
Approche de calcul 2	1	396	45	135	0,34	0,66	0,79	0,70
	2	260	45	135	0,52	0,48	0,68	0,57
Approche de calcul 3	1	396	45	135	0,34	0,66	0,79	0,70
	2	260	45	135	0,52	0,48	0,68	0,57

Pour l'approche de calcul 2*, les résultats sont présentés dans le tableau 5.16. Les valeurs des termes e_d, i_e, i_q et i_γ sont calculées avec les valeurs caractéristiques des actions.

Tableau 5.16 – Valeurs de calcul des actions pour l'approche 2*

		V_d [kN]	H_d [kN]	M_d [kN]	e_d [m]	$i_e = 1 - 2e_d/B$	i_q	i_γ
Approche de calcul 2*	1	396	45	135	0,31	0,69	0,80	0,72
	2	260	45	135	0,35	0,65	0,78	0,69

Les termes i_q et i_γ sont calculés selon les relations suivantes :

$$i_q = \left(1 - \frac{H_d}{V_d + A'\frac{c}{\tan\varphi}}\right)^m \qquad i_\gamma = \left(1 - \frac{H_d}{V_d + A'\frac{c}{\tan\varphi}}\right)^{m+1} \qquad \text{avec } m = 2$$

3. Les résultats sont obtenus en utilisant la relation D.2 de l'Eurocode 7 modifié selon l'annexe F de la norme NF P 94-261 et sont présentés dans le tableau suivant. À titre de comparaison, d'autres valeurs d'angle de frottement ont été considérées pour le sol. Les relations utilisées sont les suivantes :

$$q_{net} = c'N_c b_c s_c i_c + q'_0 N_q b_q s_q i_q + qN_q b_q s_q i_q + 0{,}5_\gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma - q'_0$$

(dans ce cas, q et c' sont nuls)

$$R_{v;k} = \frac{A'q_{net}}{\gamma_{R;d}} = \frac{Ai_e q_{net}}{\gamma_{R;d}} = \frac{A(1 - 2e/B)q_{net}}{\gamma_{R;d}}$$



$$R_{v;d} = \frac{R_{v;k}}{\gamma_{R;v}}$$

Les valeurs des coefficients partiels sont les suivantes : $\gamma_{R;d} = 2{,}0$ et $\gamma_{R;d} = 1{,}4$ (NF P 94-261) pour l'approche de calcul 2 et $\gamma_{R;d} = 1{,}0$ et $\gamma_{R;v} = 1{,}0$ (NF EN 1997-1) pour l'approche de calcul 3.

Tableau 5.17 – Valeurs des termes de résistance pour les approches de calcul 2 et 3

		V_d [kN]	φ_k [°]	φ_d [°]	N_q	N_γ	q_{net} [kPa]	$R_{v;d}$ [kN]	$V_d - R_0$ [kN]
Approche de calcul 2	1	396	35	35,00	33,30	45,23	918	432	356
	2	260	35	35,00	33,30	45,23	681	234	220
Approche de calcul 3	1	396	35	29,26	16,92	17,84	410	540	356
	2	260	35	29,26	16,92	17,84	308	297	220

		V_d [kN]	φ_k [°]	φ_d [°]	N_q	N_g	q_{net} [kPa]	$R_{v;d}$ [kN]	$V_d - R_0$ [kN]
Approche de calcul 2	1	396	30	30,00	18,40	20,09	454	214	356
	2	260	30	30,00	18,40	20,09	341	117	220
Approche de calcul 3	1	396	30	24,79	10,43	8,71	224	295	356
	2	260	30	24,79	10,43	8,71	170	163	220

		V_d [kN]	φ_k [°]	φ_d [°]	N_q	N_γ	q_{net} [kPa]	$R_{v;d}$ [kN]	$V_d - R_0$ [kN]
Approche de calcul 2	1	396	25	25,00	10,66	9,01	230	108	356
	2	260	25	25,00	10,66	9,01	175	60	220
Approche de calcul 3	1	396	25	20,46	6,70	4,25	124	164	356
	2	260	25	20,46	6,70	4,25	95	91	220

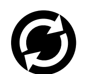
Pour l'approche de calcul 2*, les résultats sont présentés dans le tableau 5.18.

Tableau 5.18 – Valeurs des termes de résistance pour l'approche 2*

		V_d [kN]	φ_k [°]	φ_d [°]	N_q	N_γ	q_{net} [kPa]	$R_{v;d}$ [kN]	$V_d - R_0$ [kN]
Approche de calcul 2*	1	396	35	35,00	33,30	45,23	965	475	356
	2	260	35	35,00	33,30	45,23	911	425	220

		V_d [kN]	φ_k [°]	φ_d [°]	N_q	N_γ	q_{net} [kPa]	$R_{v;d}$ [kN]	$V_d - R_0$ [kN]
Approche de calcul 2*	1	396	30	30,00	18,40	20,09	476	234	356
	2	260	30	30,00	18,40	20,09	450	210	220

		V_d [kN]	φ_k [°]	φ_d [°]	N_q	N_γ	q_{net} [kPa]	$R_{v;d}$ [kN]	$V_d - R_0$ [kN]
Approche de calcul 2*	1	396	25	25,00	10,66	9,01	241	119	356
	2	260	25	25,00	10,66	9,01	228	107	220



4. Il s'agit de vérifier :

$$H_d \leq R_{h;d} + R_{p;d} \text{ avec } R_{h;d} = \frac{V_d \tan\delta_{a;k}}{\gamma_{R;h}\gamma_{R;d}} \text{ (le terme } R_{p;d} \text{ est négligé)}$$

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau 5.19.

Tableau 5.19 – Synthèse des résultats pour la vérification au glissement

		V_d [kN]	φ_k [°]	φ_d [°]	$R_{h;d}$ [kN]
Approche de calcul 2	1	45	35	35,00	229
	2	45	35	35,00	150
Approche de calcul 3	1	45	35	29,26	220
	2	45	35	29,26	146

		V_d [kN]	φ_k [°]	φ_d [°]	$R_{h;d}$ [kN]
Approche de calcul 2	1	45	30	30,00	189
	2	45	30	30,00	124
Approche de calcul 3	1	45	30	24,79	182
	2	45	30	24,79	120

		V_d [kN]	φ_k [°]	φ_d [°]	$R_{h;d}$ [kN]
Approche de calcul 2	1	45	25	25,00	153
	2	45	25	25,00	100
Approche de calcul 3	1	45	25	20,46	147
	2	45	25	20,46	97

5.2 **1.** Il s'agit d'identifier le cas de charge le plus défavorable. On peut remarquer que la charge variable induit deux effets opposés : elle réduit l'inclinaison du chargement global mais augmente son excentricité. Quatre calculs sont donc à mener (les autres combinaisons n'étant pas dimensionnantes) :

- (1) : 1,35 G_k (la charge variable est favorable et n'est donc pas prise en compte) ;
- (2) : 1,35 G_k '+' 1,5 Q_k ;
- (3) : G_k (la charge permanente est favorable ainsi que la charge variable) ;
- (4) : G_k '+' 1,5 Q_k.

Les valeurs V_d, H_d et M_d sont calculées pour les approches de calcul 2 et 2*. Les valeurs sont identiques pour les deux approches. Les valeurs de calcul de l'excentrement et de l'inclinaison sont calculées pour l'approche de calcul 2 avec les valeurs de calcul des actions et pour l'approche de calcul 2* avec les valeurs caractéristiques des actions. Il en ressort que les valeurs d'excentrement et d'inclinaison sont identiques pour les combinaisons (1) et (3) ainsi que (2) et (4) de l'approche de calcul 2*.



2. La vérification des conditions d'excentrement conduit aux résultats suivants :

- à l'ELU : $1 - 2e/B = 1$ ou 0,76 ou $0{,}68 > 1/15$;
- à l'ELS caractéristique : $1 - 2e/B = 0{,}79 > ½$;
- à l'ELS quasi-permanent : $1 - 2e/B = 1 > 2/3$.

Les conditions sont vérifiées dans tous les cas.

On remarque que l'épaisseur de terrain h_r à considérer pour le calcul de la pression limite nette équivalente est toujours égale à $1{,}5B$ y compris à l'ELU.

Tableau 5.20 – Synthèse des combinaisons de charge à considérer

		V_d [kN]	H_d [kN]	M_d [kNm]	e_d [m]	δ_d [°]
Approche de calcul 2	(1)	941	82	0	0,00	5,00
	(2)	941	7	225	0,24	0,45
	(3)	697	61	0	0,00	5,00
	(4)	697	–14	225	0,32	–1,15
Approche de calcul 2*	(1)	941	82	0	0,00	5,00
	(2)	941	7	225	0,22	0,90
	(3)	697	61	0	0,00	5,00
	(4)	697	–14	225	0,22	0,90

3. La largeur effective de la semelle B' à l'ELS quasi-permanent vaut 2 m.

4. On choisit de considérer comme valeurs représentatives de pressions limites la droite des moindres carrés. Son équation est la suivante :

$$p_{LM-DMC}(z) = 0{,}75 + 0{,}038z$$

La droite DMC-1/20 pourrait correspondre aux valeurs caractéristiques des pressions limites avec un risque de mise en défaut de 5 %. Elle est parallèle à la droite des moindres carrés DMC. Ce choix est beaucoup trop conservateur.

5. La pression limite équivalente est déterminée à partir des relations suivantes sur une hauteur h_r égale à 1,5 B, c'est-à-dire 3 m :

$$p^*_{LMe} = (p_{LM-DMC}(D)\,p_{LM-DMC}(D+1)\,p_{LM-DMC}(D+2)\,p_{LM-DMC}(D+3))^{1/4}$$

$$\text{ou } p^*_{LMe} = p_{LM-DMC}\left(D + \frac{2B}{3}\right)$$

$$\text{soit } p^*_{LMe} = 0{,}84 \text{ MPa}$$

La hauteur d'encastrement équivalente est fournie par la relation :

$$D_e + \frac{1}{p^*_{LMe}} \int_0^D p_{LM-DMC}(z)\,dz$$

soit : $D_e = 0{,}92$ m.



6. La valeur de calcul de la portance de la fondation est calculée pour les deux cas de charges :

$$R_{v;d} = A'\left(\frac{k_p p^*_{LMe} i_\delta i_\beta}{\gamma_{R;v}\gamma_{R;d}}\right) = Ai_e\left(\frac{k_p p^*_{LMe} i_\delta i_\beta}{\gamma_{R;v}\gamma_{R;d}}\right)$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous et montrent que la résistance du sol est suffisante. On suppose que les termes i_e et i_β se multiplient ce qui correspond à la situation où les effets liés à l'excentrement et à l'inclinaison se cumulent ce qui n'est pas le cas pour cet exemple. C'est donc une hypothèse conservatrice pour le calcul de $R_{v;d}$.
Un seul cas pourrait poser problème (combinaison 2 pour l'approche 2) mais il est dû au fait que les effets de l'excentrement et de l'inclinaison se cumulent alors que dans le cas présent ils sont antagonistes.
La justification de la portance à l'ELS devrait aussi être réalisée.

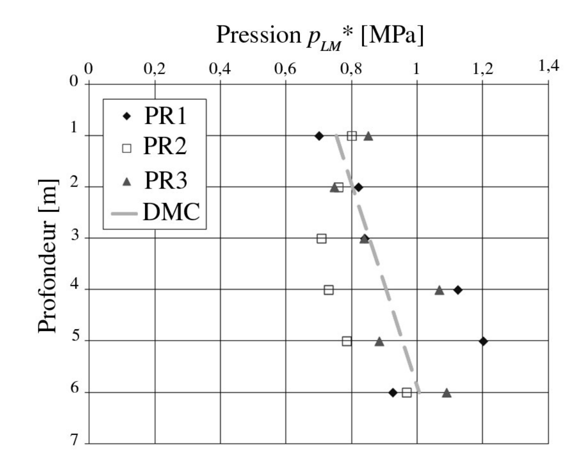


Figure 5.10 – Sondages pressiométriques PR1, PR2 et PR3 et interpolation par la droite de moindres carrés (DMC)

7. La vérification de la résistance au glissement de la fondation conduit à vérifier :

$$H_d \leq R_{h;d} + R_{p;d} \text{ avec } R_{h;d} = \frac{V_d \tan\delta_{a;k}}{\gamma_{r;h}\gamma_{r;d;h}} \text{ (le terme } R_{p;d} \text{ est négligé)}$$

La valeur de $\delta_{a;k}$ est égale à celle de φ_k. Cette inégalité est vérifiée pour tous les cas de charge.



Tableau 5.21 – Valeurs à considérer pour le calcul de la portance de la semelle

		i_e	i_δ	k_p	$R_{v;d}$ [kN]	$V_d - R_0$ [kN]
Approche de calcul 2	(1)	1,00	0,83	1,19	991	901
	(2)	0,76	0,99	1,19	899	901
	(3)	1,00	0,83	1,19	991	657
	(4)	0,68	0,96	1,19	776	657
Approche de calcul 2*	(1)	1,00	0,83	1,19	991	901
	(2)	0,78	0,97	1,19	909	901
	(3)	1,00	0,83	1,19	991	657
	(4)	0,78	0,97	1,19	909	657

Tableau 5.22 – Synthèse des résultats pour la vérification au glissement

	H_d [kN]	$R_{h;d}$ [kN]
Approche de calcul 2	82	486
	7	486
	61	360
	14	360
Approche de calcul 2*	82	486
	7	486
	61	360
	14	360

5.3 **1.** Les tassements sont calculés à l'ELS quasi-permanent avec les valeurs caractéristiques des charges. L'application des formules proposées par Ménard conduit à estimer les tassements suivants : 1,7 mm pour les semelles 1 et 3 et 2,5 mm pour la semelle 2.

2. Les tassements sont calculés à l'ELS quasi-permanent avec les valeurs caractéristiques des charges.

Le module d'Young du sol est pris égal à 36 MPa et 54 MPa.

L'application des formules proposées par Giroud conduit à estimer les tassements suivants :

- pour un module d'Young égal à 54 MPa : 2,2 mm pour les semelles 1 et 3 et 3,0 mm pour la semelle 2 ;
- pour un module d'Young égal à 36 MPa : 3,3 mm pour les semelles 1 et 3 et 4,4 mm pour la semelle 2.

3. Les valeurs de rotation relatives sont les suivantes :

- 0,0001 rad pour la méthode pressiométrique ;
- 0,00009 rad pour la méthode élastique et un module d'Young égal à 54 MPa ;
- 0,00014 rad pour la méthode élastique et un module d'Young égal à 36 MPa.

À l'ELS, la valeur limite 1/500 correspond à une rotation relative égale 0,0002 rad.

Chapitre 6

Dimensionnement des fondations profondes

Introduction

La norme NF P 94-262 sur les fondations profondes a succédé au fascicule 62 titre V utilisé pour le dimensionnement de fondations d'ouvrages d'art et à la norme NF P11-212-2 (ex. DTU 13.2) appliquée aux bâtiments. Elle propose une mise à jour des méthodes de calcul de la portance à partir de données pressiométriques et pénétrométriques ainsi qu'une méthode de détermination des valeurs caractéristiques de portance à partir de la méthode du pieu modèle et de celle du modèle de terrain. D'autres aspects du dimensionnement des fondations profondes sont aussi abordés : les effets de groupe, le frottement négatif, le comportement sous charge transversale, etc.

Objectifs

Identifier les mécanismes de rupture liés au fonctionnement d'une fondation profonde.

Vérifier les états limites pour la justification des fondations profondes.

Plan

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

1 Les exigences de l'Eurocode 7

La justification des fondations profondes est abordée dans la section 7 de l'Eurocode 7. Les différentes parties constituant cette section sont les suivantes :

- 7.1 Généralités.
- 7.2 États limites.
- 7.3 Actions et situations de calcul.
- 7.4 Méthodes de calcul et considérations sur le calcul.
- 7.5 Essais de chargement de pieux.
- 7.6 Pieux sous charge axiale.

- 7.7 Pieux chargés latéralement.
- 7.8 Calcul de la structure des pieux.
- 7.9 Surveillance de l'exécution des travaux.

Les états limites à considérer sont définis dans la section 7.2 de l'Eurocode 7 et sont les suivants :

- l'instabilité d'ensemble ;
- le défaut de portance de la fondation sur pieux ;
- le soulèvement ou la résistance en traction insuffisante de la fondation sur pieux ;
- la rupture du terrain due au chargement latéral de la fondation sur pieux ;
- la rupture de la structure du pieu par compression, traction, flambement ou cisaillement ;
- la rupture combinée du terrain et de la structure ;
- un tassement excessif ;
- un soulèvement excessif ;
- un mouvement latéral excessif du terrain ;
- des vibrations inacceptables.

Dans la section 7.3, il est rappelé la nécessité de vérifier les pieux selon le chargement axial et/ou latéral. Lorsque le cas le nécessite, l'interaction « sol-structure » doit être prise en compte.

Concernant les actions, sont différenciées celles dues à un déplacement du terrain (frottement négatif, poussées latérales, soulèvement) et celles issues de la structure (descente de charge).

La section 7.4 indique la nécessité d'avoir une procédure de calcul basée :

- sur des résultats d'essais de chargement (statique ou dynamique) ;
- sur une méthode validée sur des essais de chargement statiques ;
- sur le comportement d'un pieu comparable.

Il est aussi spécifié que l'on doit prendre en compte les effets de l'interaction entre les pieux d'un même groupe, les phénomènes de fluage, les variations des niveaux d'eau prévisibles, la méthode d'installation et la qualité du matériau constituant le pieu.

Les différents types d'essais de chargement sont explicités dans la section 7.5. Il faut distinguer :

- les essais de chargement statique qui permettent d'évaluer la réponse du pieu en termes de tassement et de portance à partir d'un certain nombre de paliers de chargement maintenus pendant un temps donné et donc valider la méthode d'exécution et l'estimation de la charge limite ;
- les essais de chargement dynamique qui permettent d'estimer la portance du pieu uniquement si la méthode a été étalonnée sur des essais de chargement statique réalisés dans les mêmes conditions et qui permettent généralement lorsqu'ils sont réalisés en grand nombre d'avoir une indication qualitative de la portance des pieux et donc la possibilité de détecter les faiblesses éventuelles de certains d'entre eux.

Concernant les vérifications des pieux sous charge axiale (section 7.6), il est précisé que les ELU (en compression et/ou en traction) doivent être réalisés sur le pieu isolé mais aussi pour la fondation dans son ensemble et que les ELU de ruine ou de dommage sévère doivent être regardés vis-à-vis des déplacements d'ensemble et/ou différentiels excessifs. La définition conventionnelle du critère de rupture du pieu est définie par un tassement en tête du pieu égal à 10 % du diamètre du pieu.

La portance issue d'essais de chargement statique doit prendre en compte la variabilité du terrain et celle de l'effet de l'installation du pieu et les pieux concernés doivent être exécutés de la même façon que les pieux de l'ouvrage. Des coefficients permettant de prendre en compte la dispersion des résultats des essais de chargement ξ_1 et ξ_2 sont introduits.

2 Les exigences de la norme NF P 94-262

La norme NF P 94-262 est structurée comme toutes les normes d'application nationale de l'Eurocode 7 (voir chapitre 3 du présent ouvrage). Elle comporte 15 sections et 18 annexes.

Tableau 6.1 – Sommaire de la norme NF P 94-262

Corps de texte	**Sections communes aux NAN**		1	Domaine d'application
			2	Références normatives
			3	Termes, définitions, symboles et convention de signes
			4	Comportement des fondations superficielles
			5	Actions et données géométriques
			6	Propriétés des terrains et des matériaux
			7	Situations de calcul, sollicitations et combinaisons d'actions
			8	Justification des fondations superficielles – Règles générales
	Justifications	**ELU**	9	État limite de portance
			10	État limite de traction
			11	Résistance aux charges transversales
			12	Résistance structurelle
			13	Stabilité générale
		ELS	14	Justification à l'état limite de service
	Divers		15	Documents justificatifs des calculs

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

Annexes	**Type de pieux**	A	Les différents types de pieux
	Classes de terrain	B	Détermination des classes de terrain
	Facteurs partiels	C	Facteurs partiels pour les états ultimes
	Portance	D	Portance limite et charge critique déduites d'essais de chargements statiques
		E	Schéma de calcul – Synoptique
		F	Portance limite et résistance ultime à la traction à partir de la méthode pressiométrique
		G	Portance limite et résistance ultime à la traction à partir des résultats du pénétromètre statique
	Interaction sol-pieu sous charge axiale ou transversale	H	Évaluation du frottement négatif sur un élément de fondation
		I	Modélisation du comportement transversal d'un élément de fondation
		J	Effet de groupe vis-à-vis des états-limites de mobilisation globale du sol
		K	Déplacement horizontal d'une couche de terrain
		L	Rigidité axiale d'un élément de fondation profonde
	Divers	M	Reconnaissances géotechniques et valeurs caractéristiques des propriétés des terrains
		N	Déformations des structures et mouvements des fondations
		O	Aide-mémoire pour la surveillance des travaux et le suivi du comportement des ouvrages
		P	Catégories géotechniques et durée d'utilisation du projet
		Q	Dispositions générales de conception pour les ouvrages de génie civil
		R	Ferraillage des pieux
	Portance	S	Calcul de la hauteur d'encastrement équivalente

Il s'agit de présenter uniquement les aspects les plus importants pour la justification d'une fondation profonde selon l'Eurocode 7 :

- les principes de justification ;
- le comportement d'un pieu isolé sous chargement axial avec le calcul de la portance et la résistance ultime en traction ;
- le comportement des groupes de pieux ;
- le comportement sous chargement transversal.

2.1 Les principes de justification

Les pieux doivent être justifiés sous charge axiale et sous charge transversale à la fois vis-à-vis d'états limites ultimes (ELU) et d'états limites de service (ELS) de type géotechnique et structurel. Les ELU pour les situations durables et transitoires sont traités selon l'approche de calcul 2.

Pour les ELU géotechniques, les principes de justification diffèrent selon la nature axiale ou transversale de la charge. En effet, sous charge axiale, il est possible de mettre en évidence une résistance limite du pieu : en compression, on parle de capacité portante ou de portance et en traction, on parle de résistance limite à la traction. Sous charge transversale, il n'est pas possible d'identifier pour les pieux courants supposés souples une résistance limite. La justification est alors basée sur l'utilisation de la pression limite pressiométrique que l'on assimile à la résistance locale du sol à ne pas dépasser lorsqu'un pieu est soumis à un effort transversal.

Pour les ELS géotechniques, les principes de justification de l'Eurocode 7 incitent à réaliser des justifications en termes de déplacements. Cette recommandation est appliquée précisément pour les pieux soumis à des charges transversales. Pour les pieux sous charge axiale, la justification repose sur un calcul conduisant à limiter les efforts transmis au terrain. Quand la structure présente des exigences de fonctionnement particulières, un calcul de déplacement est à réaliser de manière à contrôler que les déplacements ne sont pas préjudiciables à celle-ci.

Pour les ELU structurels, la justification consiste à appliquer les règles de calcul de la résistance des matériaux pour des sections en béton armé, en béton précontraint, en acier ou éventuellement en bois. Ces règles sont celles des Eurocodes structuraux idoines. Pour le béton armé, elles sont complétées pour prendre en compte les spécificités liées à la réalisation des pieux.

2.2 Comportement sous chargement axial d'un pieu isolé

La justification d'un pieu sous charge axiale repose sur la détermination de différentes valeurs décrivant le comportement d'un pieu :

- la capacité portante (la portance) du pieu R_c, c'est-à-dire sa résistance limite à la compression ;
- la résistance de fluage en compression du pieu $R_{c;cr}$; c'est-à-dire la charge appliquée sur le pieu au-delà de laquelle des déformations différées liées des phénomènes de fluage peuvent être constatées ;
- la résistance limite à la traction du pieu R_t ;
- la résistance de fluage en traction $R_{t;cr}$.

Chacune de ces grandeurs peut être définie par sa valeur de calcul, sa valeur caractéristique et sa valeur calculée sans prendre en compte de coefficients partiels.

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

L'Eurocode 7 et la norme française NF P 94-262 lient les valeurs de calcul et les valeurs caractéristiques de la manière suivante :

$$R_{c;d} = \frac{R_{c;k}}{\gamma_t} \text{ et } R_{t;d} = \frac{R_{t;k}}{\gamma_{st}} \text{ à l'ELU;}$$

$$R_{c;cr;d} = \frac{R_{c;cr;k}}{\gamma_{cr}} \text{ et } R_{t;cr;d} = \frac{R_{t;cr;k}}{\gamma_{cr}} \text{ à l'ELS.}$$

Tableau 6.2 – Coefficient partiels utilisés pour les ELU et ELS pour le calcul de la portance des pieux

États limites	Situations de calcul ou combinaison	Valeurs du coefficient partiel γ_t et γ_{cr}	
		Compression	Traction
ELU γ_t	Situations durables et transitoires	1,1	1,15
	Situations accidentelles	1,0	1,05
	Situations sismiques	1,1	1,15
ELS γ_{cr}	Combinaison quasi-permanente	1,1	1,5
	Combinaison rare	0,9	1,1

Les valeurs des facteurs partiels de résistance γ_t et γ_{cr} permettent de gérer les différentes situations de calcul à l'ELU et les différentes combinaisons de chargement à l'ELS (la combinaison fréquente n'est pas traitée).

Le calcul de la portance ou de la résistance limite à la traction d'un pieu peut être effectué à partir de différents modèles de calcul qui sont présentés dans un formulaire à la section 5.3 dans ce chapitre. Toutefois, indépendant du modèle de calcul, partout dans le monde, il est admis les relations suivantes :

$$R_x = R_b + R_s$$

$$R_t = R_s$$

où R_b est la résistance de pointe sous la base du pieu et R_s est la résistance de frottement le long du fût du pieu. Il est par ailleurs généralement admis que la résistance limite en traction R_t est égale à la résistance de frottement R_s. Cette hypothèse vient du fait qu'il n'est pas prouvé formellement que les frottements axiaux mobilisés en compression et en traction puissent être différents. Néanmoins, il est aussi couramment vérifié que la valeur R_t calculée correspondant à un défaut de résistance de l'interface sol-pieu soit compatible avec la valeur de résistance calculée dans le cas d'un mécanisme de rupture dans le terrain (arrachement d'un cône de terrain contenant le pieu).

Deux autres relations sont aussi universellement appliquées :

$R_b = A_b q_b$ avec A_b l'aire de la base du pieu et q_b la pression limite à la pointe du pieu

et $R_s = \sum P_i h_i q_{s;i}$ avec P_i le périmètre du pieu dans la couche de sol i, h_i la hauteur de la couche de sol i et q_{si} le frottement axial limite dans la couche de sol i.

Les valeurs q_b et $q_{s,i}$ sont déterminées à partir de différents modèles de calcul incluant soit des propriétés des terrains mesurées en laboratoire (C_u, c' et φ'), soit des propriétés des terrains mesurées lors d'essai en place (p_1, q_c, N_{SPT}, etc.). Le formulaire à la section 5.3 présente les relations permettant de calculer valeurs q_b et $q_{s,i}$ à partir de p_1 et q_c.

a) Analyse d'un essai de chargement

Avant de rentrer plus en détail dans le formalisme de calcul des pieux selon l'Eurocode 7, il est nécessaire de revenir sur le comportement d'un pieu sous charge axiale. Lors d'un essai de chargement par paliers de chargement maintenu (figure 6.2), différents résultats peuvent être obtenus :

- la courbe charge-enfoncement qui permet de mettre en évidence la portance du pieu correspondant à un enfoncement de la tête de pieu de 10 % de son diamètre (ce critère est généralement admis par la plupart des spécialistes de fondations profondes) ;
- les différentes courbes d'enfoncement du pieu en fonction du temps pour chaque palier. La variation de pente de ces différentes courbes permet de mettre en évidence la résistance de fluage qui correspond à peu de chose près à la fin de la partie linéaire de la courbe charge-enfoncement ;
- la variation d'effort normal dans le pieu et les courbes de mobilisation du frottement axial qui permettent d'estimer les valeurs des frottements axiaux limites (il est important de remarquer que ces frottements limites ne sont pas tous atteints pour un même déplacement en tête du pieu).

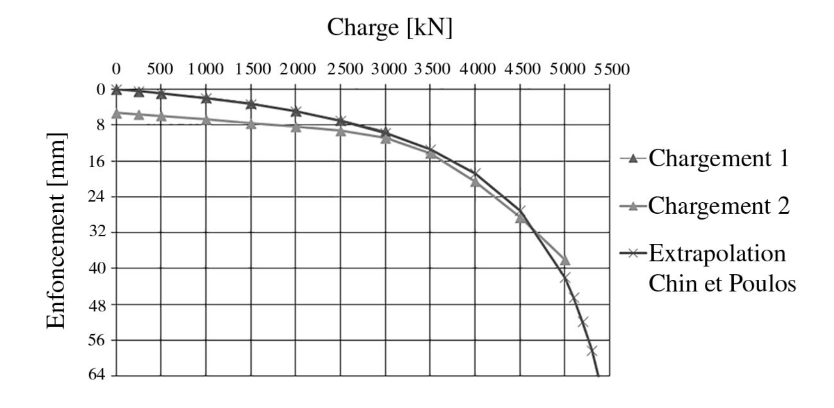


Figure 6.1 – Exemple d'une courbe charge-enfoncement

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

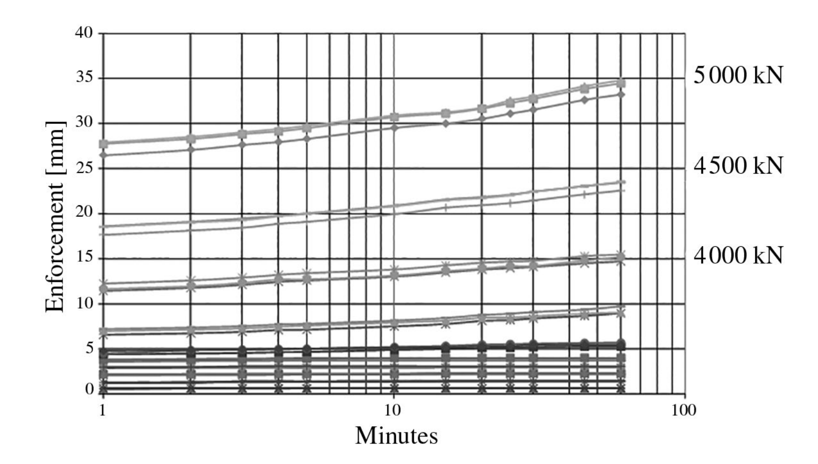


Figure 6.2 – Exemple de courbes de fluage

b) Détermination des valeurs caractéristiques

La détermination des valeurs caractéristiques des résistances limites ou de fluage en compression et en traction repose sur l'analyse :

- de résultats d'essais de chargement statique (qui sont utilisés en général pour les constructions importantes avec des enjeux financiers majeurs) ;
- de résultats d'essais de sol de type pressiométrique et pénétrométrique en distinguant :
  - la procédure dite du « pieu modèle » qui consiste à calculer la portance de pieu au droit de chaque sondage de reconnaissance jugé représentatif du site et d'en déduire après un traitement statistique les différentes valeurs caractéristiques ;
  - la procédure dite du « modèle de terrain » qui consiste à déduire d'un modèle géotechnique du site, éventuellement découpé en zones homogènes, des valeurs caractéristiques $q_{b;k}$ et $q_{s;k}$ de la résistance de pointe et du frottement axial ;
- de résultats d'essais d'impact dynamique réalisés sur des pieux conformément à une procédure agréée incluant en particulier des essais de chargement statique.

Il s'agit, dans ce chapitre, de traiter uniquement méthodes basées sur les essais de chargement statique et sur les essais de sol de type pressiométrique et pénétrométrique. Les essais d'impact dynamique restent relativement peu utilisés en France et il n'a pas été jugé opportun d'introduire cette méthode dans la norme NF P 94-262. Elle est autorisée mais nécessite des développements spécifiques pour chaque projet.

Les modèles de calcul permettant d'estimer la portance d'un pieu ou sa résistance limite en traction à partir d'essais en place de type pressiométrique ou pénétrométrique sont présentés en annexe de ce chapitre avec les coefficients de modèle $\gamma_{R;d1}$ associés. D'autres modèles de calcul peuvent être utilisés à condition que les valeurs des coefficients partiels associés soient justifiées selon une analyse équivalente à celle menée en France pour les modèles pressiométriques et pénétrométriques (Burlon *et al.*, 2014, Baguelin *et al.*, 2012).

- À partir d'essais de chargement statique

À partir des résultats de N essais de chargement (soit en compression, soit en traction) fournissant des valeurs $R_{c/t;i}$, cette procédure propose de calculer la valeur de la moyenne arithmétique $R_{c/t;\text{moy}}$ et la valeur minimale $R_{c/t;\min}$. La valeur caractéristique est obtenue à partir de facteurs de corrélation ξ_1 et ξ_2 :

$$R_{c/t;k} = \left\{ \frac{R_{c/t;\text{moy}}}{\xi_1} ; \frac{R_{c/t;\min}}{\xi_2} \right\}$$

Les valeurs des facteurs de corrélation ξ_1 et ξ_2 sont obtenues à partir des relations suivantes :

$$\xi_i(N,S) = 1 + [\xi'_i(N) - 1]\sqrt{\frac{S}{S_{\text{réf}}}} \text{ avec } 625 \text{ m}^2 \le S \le 2500 \text{ m}^2.$$

Les valeurs des facteurs de corrélation ξ_1' et ξ_2' sont présentées dans le tableau 6.3.

Tableau 6.3 – Valeurs numériques des coefficients ξ_1' et ξ_2'

ξ' pour N =	1	2	3	4	≥ 5
ξ_1'	1,40	1,30	1,20	1,10	1,00
ξ_2'	1,40	1,20	1,05	1,00	1,00

La surface S est une zone comprenant à la fois les essais de chargement et les pieux à concevoir. Le rapport entre sa longueur et sa largeur ne doit pas être supérieur à 2.

- À partir de la procédure du « pieu modèle »

À partir des résultats de N profils d'essais pressiométriques ou pénétrométriques fournissant des valeurs $R_{c/t;i}$, cette procédure propose de calculer au moyen d'un modèle de calcul dont la pertinence est établie par ailleurs la valeur de la moyenne arithmétique $R_{c/t;moy}$ et la valeur minimale $R_{c/t;\min}$. La valeur caractéristique est obtenue à partir de facteurs de corrélation ξ_3 et ξ_4 :

$$R_{c/t;k} = \frac{1}{\gamma_{R;d1}} \left\{ \frac{R_{c/t;\text{moy}}}{\xi_3} ; \frac{R_{c/t;\min}}{\xi_4} \right\}$$

Les valeurs des facteurs de corrélation ξ_1 et ξ_2 sont obtenues à partir des relations suivantes :

$$\xi_i(N,S) = 1 + [\xi'_i(N) - 1]\sqrt{\frac{S}{S_{\text{réf}}}} \text{ avec } 100 \text{ m}^2 \le S \le 2500 \text{ m}^2 \cdot$$

Les valeurs des facteurs de corrélation ξ_3' et ξ_4' sont présentées dans le tableau 6.4.

Tableau 6.4 – Valeurs numériques des coefficients ξ_3' et ξ_4'

ξ' pour N =	1	2	3	4	5	7	10
ξ_3'	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25
ξ_4'	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

La surface S est une zone comprenant à la fois les profils d'essais de sol et les pieux à concevoir. Le rapport entre sa longueur et sa largeur ne doit pas être supérieur à 2.

Les valeurs caractéristiques de la résistance de pointe $R_{b;k}$ et de la résistance de frottement axial $R_{s;k}$ sont déterminées à partir des relations suivantes :

$$\frac{R_{b;k}}{R_{c;k}} = \frac{R_{b;\text{moy}}}{R_{c;\text{moy}}} \text{ et } \frac{R_{s;k}}{R_{c;k}} = \frac{R_{s;\text{moy}}}{R_{c;\text{moy}}}$$

Une alternative à l'application des facteurs de corrélation réside dans l'utilisation d'outils statistiques pour analyser les N valeurs calculées au droit des N sondages. Il s'agit d'appliquer la procédure suivante :

$$R_{c/t;\text{moy}-\ln} = \frac{1}{N}\sum_i \ln\left(R_{c/t;i}\right) \text{ et } S_{c/t;\ln} = \sqrt{\frac{1}{N}\sum_i \left[R_{c/t;\text{moy}-\ln} - \ln\left(R_{c/t;i}\right)\right]^2}$$

$$R_{c/t;k} = \frac{1}{\gamma_{R;d1}} e^{R_{c/t;\text{moy}-\ln} - k_N S_{c/t;\ln}} = \frac{1}{\gamma_{R;d1}} R_{c/t;\text{geom}} e^{-k_N S_{c/t;\ln}} \text{ et } k_N = t\left(N-1;0;95\right)\sqrt{1+1/N}$$

où $R_{c/t;\text{geom}}$ est la moyenne géométrique des N valeurs $R_{c/t;i}$ et $t(N;0{,}95)$ désigne le fractile à 5 % de la loi de Student à N-1 degrés de libertés. On peut remarquer que la valeur $s_{c/t;\ln}$ est proche du coefficient de variation des N valeurs $R_{c/t;i}$, c'est-à-dire du rapport entre l'écart-type des valeurs $R_{c/t;i}$ et leur moyenne arithmétique $R_{c/t;\text{moy}}$.

- À partir de la procédure du « modèle de terrain »

Il s'agit d'élaborer un modèle géotechnique avec les valeurs représentatives des propriétés de chaque couche de terrain. Pour le calcul de la portance ou de la résistance ultime à la traction d'un pieu à partir de données pressiométriques ou pénétrométriques, l'attention du projeteur se focalise sur la détermination de la pression limite pressiométrique nette ou de la résistance de cône dans chaque couche. Le terme caractéristique peut être remplacé par le terme représentatif dans le sens où c'est une valeur moyenne prudente qui doit être déterminée pour chaque couche.

À partir des valeurs dans chaque couche i, il est possible de calculer le frottement axial unitaire $q_{s;i}$ dans chaque couche i et la pression de pointe q_b dans la couche de terrain dans laquelle est la pointe du pieu est située puis d'appliquer les relations suivantes :

$$R_b = A_b q_b \text{ puis } R_{b;k} = \frac{R_b}{\gamma_{R;d1}\gamma_{R;d2}}$$

$$R_s = \sum_i P_i h_i q_{s;i} \text{ puis } R_{s;k} = \frac{R_s}{\gamma_{R;d1}\gamma_{R;d2}}$$

où A_b est l'aire de la pointe du pieu, P_i le périmètre du pieu dans la couche i et h_i l'épaisseur de la couche i. Les détails des calculs donnant q_b et $q_{s;i}$ sont donnés dans les annexes de ce chapitre respectivement pour le pressiomètre et le pénétromètre. Le

coefficient $\gamma_{r;d2}$ a été introduit dans ces relations pour prendre en compte la dispersion spatiale des propriétés des terrains. Cette dispersion est en principe gérée par le projeteur lorsque ce dernier détermine les valeurs représentatives de chaque couche. Le coefficient partiel $\gamma_{r;d2}$ introduit donc une pénalité complémentaire.

c) Valeurs du facteur de modèle $\gamma_{R;d1}$ – Lien avec les cahiers des charges

La valeur du facteur de modèle contrôle la dispersion du modèle de calcul et est donc propre à chaque modèle de calcul. Son établissement passe par la comparaison entre des valeurs de portance mesurées lors d'essais de chargement mené jusqu'à la rupture et des valeurs de portance calculées à partir du modèle de calcul à évaluer (Baguelin *et al.,* 2012, Burlon *et al.*, 2014). Pour les modèles de calcul présentés dans la norme NF P 94-262, la base données d'essais de chargement utilisée comprend plus de 150 essais.

Les cahiers des charges développés par les entreprises de fondations spéciales doivent suivre cette procédure. Pour une technique de pieu, on peut considérer que le facteur de modèle peut être estimé de manière raisonnable à partir d'une quinzaine d'essais de chargement avec des pieux réalisés dans différents types de sol.

d) Synthèse

Le schéma présenté sur la figure 6.3 permet de dresser une synthèse du calcul de la portance et de la résistance limite en traction des pieux pour les ELS et les ELU selon les procédures du «pieu modèle» et du «modèle de terrain».

Vérification de la portance d'un pieu aux ELU et aux ELS selon la norme NF P 94-262.

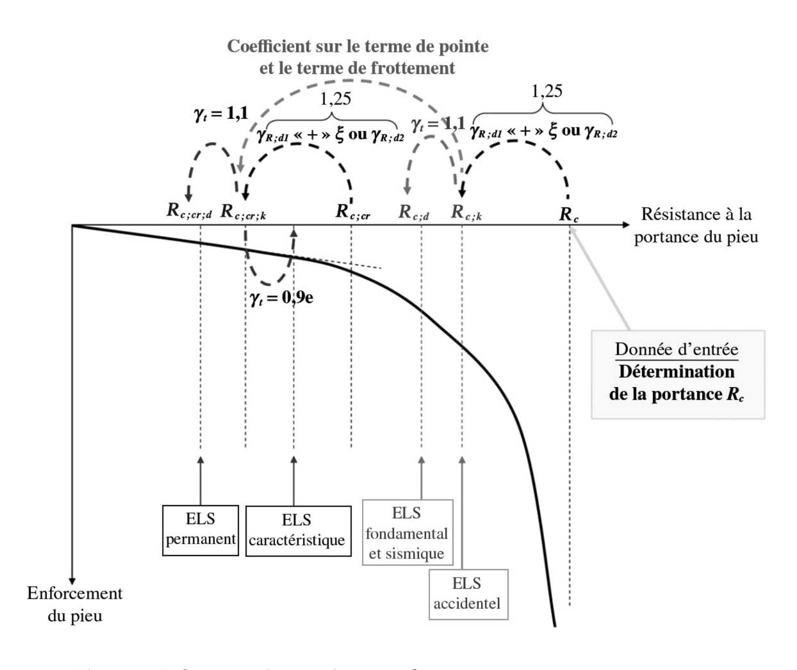


Figure 6.3 – Synthèse des vérifications aux ELS et aux ELU

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

e) Prise en compte de la traction

• Généralités

La norme NF P 94-262 autorise de solliciter les pieux en traction à l'ELS pour des combinaisons quasi-permanentes. Néanmoins, des essais sont à prévoir si la valeur de calcul de l'effort appliqué en tête de pieu est supérieure à 0,15 Rs. Dans le cas contraire, aucun essai n'est à prévoir.

• Mécanisme de cône

Pour un pieu isolé en traction, la résistance limite en traction est généralement calculée en considérant que le mécanisme de rupture se développe à l'interface sol-pieu. Le calcul de la résistance limite en traction est effectué habituellement selon les annexes F et G de la norme NF P 94-262 en mettant en œuvre respectivement des données pressiométriques et pénétrométriques.

Dans certaines configurations, en particulier selon les propriétés des terrains et la géométrie des pieux, un mécanisme de rupture dans le terrain peut se développer, il est en général appelé « mécanisme de cône ». La résistance limite en traction R_t dans un sol homogène est alors obtenue à partir de la relation suivante dérivée du calcul à la rupture :

$$R_t = \min_x \left(\pi B q_s x + \gamma' \pi \frac{(D-x)^3}{3} \tan(\varphi_k)^2 + \pi (D-x)^2 c_k \tan(\varphi_k) \right)$$

où c_k et φ_k représentent les valeurs représentatives (caractéristiques) de cohésion et d'angle de frottement. Il est conseillé d'appliquer cette relation dans le cadre de la procédure du « modèle de terrain ».

Le développement d'un « mécanisme de cône » suppose que la résistance de l'interface sol-pieu soit extrêmement importante de manière à ce que les mécanismes ne se développent pas à l'interface sol-pieu mais dans la masse du terrain qui est accrochée au pieu.

Dans le cas où le mécanisme de cône est considéré pour un groupe de pieux, il convient de prendre en compte les interactions entre les différents pieux du groupe.

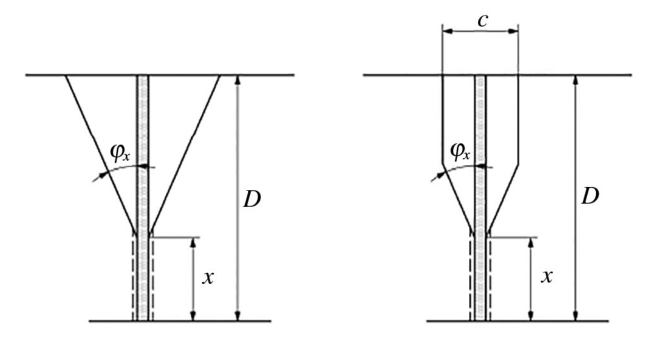


Figure 6.4 – Mécanisme de cône pour un pieu isolé
x : longueur sur laquelle le frottement axial
de la fondation profonde peut être considéré
c : longueur de la maille du réseau de fondations profondes

2.3 Comportement des groupes de pieux sous charge axiale

Le comportement des groupes de pieux doit être abordé de manières très différentes selon que les efforts appliqués génèrent des efforts de compression ou de traction. Dans le cas d'efforts de compression, l'approche de calcul proposée est assez simple. Dans le cas d'efforts de traction, les justifications à mener sont beaucoup plus complexes.

a) Groupes de pieux en compression

Pour les groupes de pieux soumis à des efforts de compression, deux calculs sont à réaliser pour estimer la résistance du groupe de pieux R_g : l'une locale pour laquelle le comportement de chaque pieu pris isolément est considéré ; l'autre globale pour laquelle un mécanisme de rupture englobant l'ensemble de la fondation est considéré.

Dans le cas d'une rupture locale, la résistance de frottement axial est multipliée par un coefficient d'efficacité C_e inférieur à 1,0 prenant en compte le nombre de pieux (en rangées et en colonnes) ainsi que leur diamètre. La portance du groupe de pieux R_g est calculée selon la relation suivante :

$$R_g = \sum_{i=1}^{n} R_{b;i} + C_e \sum_{i=1}^{n} R_{s;i}$$

Dans le cas d'un groupe de m lignes de n pieux fichés dans un sol homogène, à défaut de justification plus précise, il convient de déterminer le coefficient d'efficacité C_e à partir des relations suivantes :

$$C_e = 1 \text{ lorsque } d \geq 3B$$

$$C_e = \left(1 - C_d\left(2 - \left(\frac{1}{m} + \frac{1}{n}\right)\right)\right) \text{ avec : } C_d = 1 - \frac{1}{4}\left(1 + \frac{d}{B}\right) \text{ lorsque } 1 \leq \frac{d}{B} \leq 3$$

où d est l'entraxe des pieux, B leur diamètre, m le nombre de lignes de pieux et n le nombre de pieux par lignes.

Dans la situation fréquente où les pieux traversent une couche de résistance médiocre et sont ancrés à la base dans un sol très résistant, l'effet de groupe joue peu et il est admis d'adopter une valeur du coefficient d'efficacité C_e égale à 1.

Dans le cas d'une rupture globale, l'évaluation de la portance du groupe R_g peut s'appuyer sur la méthode suivante qui ne s'applique que si $d < 3B$. Les différentes hypothèses listées ci-dessous sont à appliquer :

- L'ensemble des pieux et du sol est assimilé à bloc monolithique, exception faite des pieux inclinés éventuels ;
- la portance R_g du bloc monolithique de sol est calculée en sommant le frottement axial limite (dans les couches où il est positif) et la contrainte de rupture à la base du bloc ;
- le frottement axial est égal au frottement sol-sol, estimé à partir des valeurs de cisaillement à court terme ou à long terme mesurées ou déduites par corrélation à partir de résultats d'essais en place ;

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

- le facteur de portance est celui d'une fondation profonde ou d'une fondation superficielle selon l'élancement ;
- en fonction de son encastrement équivalent, ce bloc est considéré comme une fondation superficielle, semi-profonde ou profonde.

b) Groupes de pieux en traction

Pour les groupes de pieux de traction, l'Eurocode 7 n'est pas clair et deux vérifications sont à réaliser : l'une de type UPL et l'autre de type GEO. La vérification de type UPL est effectuée en vis-à-vis d'un mécanisme de rupture globale (la résistance à la traction de chaque pieu n'intervient pas). La vérification de type GEO nécessite d'identifier le mécanisme de rupture le plus défavorable. Il peut être global, il peut être local dans le cas où chaque pieu est sollicité sans interagir avec les autres ou il peut être combiné dans le cas où les pieux interagissent les uns avec les autres. Pour une vérification de type GEO d'un groupe de pieux en traction, il est nécessaire d'identifier la force générant l'effort de traction. Dans le cas où cette force de traction provient de la structure portée ou ancrée alors les combinaisons de charge usuelles sont appliquées. Dans le cas où cette force de traction provient de pressions interstitielles alors les combinaisons de charges sont modifiées pour tenir compte du caractère particulier de l'action de l'eau. En particulier, cette force est combinée à celle du poids propre de la structure et c'est cette résultante qui est considérée comme la force déstabilisatrice.

2.4 Comportement sous chargement transversal

a) Principes

Le calcul d'un pieu sous charge transversale repose sur des vérifications aux ELU et aux ELS. Pour ce type de sollicitations, le calcul d'une résistance limite du terrain n'est pas évident et par conséquent il n'est pas strictement possible de comparer des actions et des résistances. La procédure proposée par la norme repose sur des calculs d'interactions sol-structure mettant en œuvre des courbes de réaction p – y liant la pression *p* autour du pieu au déplacement transversal *y* du pieu. La mobilisation plus ou moins importante de la réaction du sol est gérée au moyen d'un choix approprié de la valeur limite de pression mobilisable autour du pieu. Ainsi, pour les ELU et les ELS, selon la situation de calcul considérée, le choix de la courbe de réaction est modifié (section 3.5.2).

À l'ELU, le principe du calcul s'appuie sur l'approche de calcul 2 pour les situations durables et transitoires. Les actions appliquées en tête de pieu sont donc multipliées par les coefficients partiels appropriés selon que les charges sont permanentes ou variables. Pour les situations de calcul sismiques et accidentelles, les efforts sont calculés sans référence aucune aux approches de calcul. À l'ELU, dans tous les cas, les valeurs calculées pour les efforts sont les valeurs de calcul.

À l'ELS, le calcul à effectuer ne met en œuvre aucune pondération, ni sur les actions, ni sur les résistances puisque celles-ci ont déjà été modifiées lors du choix de la courbe de réaction.

b) Choix des courbes de réaction p-y

Les courbes de réaction p-y sont définies selon le format présenté dans la figure 6.5.

Les pentes k et $k/2$ (coefficient de réaction exprimé en Pa/m) sont en France en général définies à partir de relation avec le module pressiométrique Ménard. Les paliers r_1 et r_2 (tableau 6.5) correspondent respectivement à la pression de fluage p_{f^*} et à la pression limite p_{LM^*} mesurée au pressiomètre Ménard.

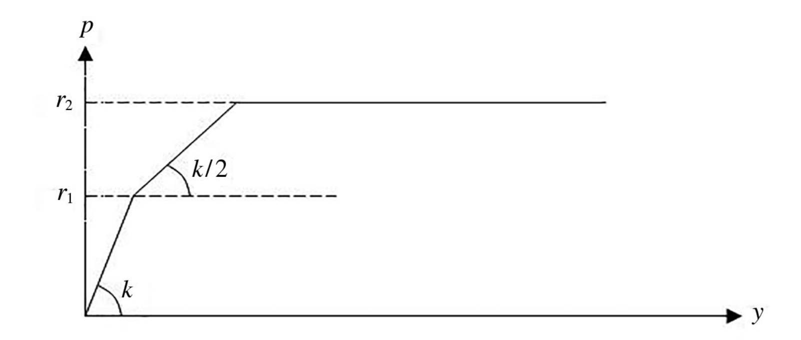


Figure 6.5 – Principes de construction d'une courbe de réaction p-y

Le tableau 6.5 définit les valeurs à attribuer aux paramètres K, r_1 et r_2.

Tableau 6.5 – Principaux paramètres des courbes de réaction p-y

États limites	Situations de calcul Combinaison	Palier	Pente
ELU	Durables et transitoires	$r_1 = r_2 = p_f^*$	k (pour les actions de courte durée d'application) ou $k/2$ (pour les actions de longue durée d'application)
	Sismiques	$r_1 = p_f^*$ $r_2 = p_{LM}^*$	$3k$ (à préciser le cas échéant)
	Accidentelles	$r_1 = p_f^*$ $r_2 = p_{LM}^*$	$2k$
ELS	Caractéristique – Fréquente – Quasi-permanente	$r_1 = r_2 = p_f^*$	$k/2$

Des adaptations sont nécessaires dans les cas suivants :

- les couches de terrain ne sont pas suffisamment profondes ;
- le volume de terrain en avant du pieu est limité par la présence d'une pente de talus ou de déblai ;
- des actions de courte durée et de longue durée d'application se cumulent ;
- des effets de groupe sont à prendre en compte.

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

2.5 Résistance structurelle des pieux

a) Calcul de la résistance à la compression simple

Pour les pieux en béton armé coulés en place, les vérifications complètent les règles de calcul de l'Eurocode 2. Pour le calcul de la valeur de la résistance à la compression simple du béton, les relations à utiliser sont les suivantes :

$$f_{ck}^{*} = \text{Min}\left(f_{ck}(t); C_{\max}; f_{ck}\right)\frac{1}{k_1 k_2};$$

$$f_{cd} = \text{Min}\left(\alpha_{cc}\frac{f_{ck}(t)}{\gamma_c}; \alpha_{cc}\frac{C_{\max}}{\gamma_c}; \alpha_{cc} k_3 \frac{f_{ck}^{*}}{\gamma_c}\right)$$

où α_{cc} un coefficient dont la valeur est égale à 1,0 sur la hauteur où le pieu est armé et 0,8 sur la hauteur où le pieu n'est pas armé.

À l'ELS, le calcul est basé sur la détermination d'une contrainte moyenne et d'une contrainte maximale à ne pas dépasser :

$$\sigma_{c;\text{moy}} = 0{,}3 k_3 f_{ck}^{*};$$

$$\sigma_{c;\max} = \text{Min}\left(0{,}6 k_3 f_{ck}^{*}; 0{,}6 f_{ck}\right).$$

La valeur $C_{\max}$ est limitée à 35 MPa sauf pour les fondations de ponts où elle est réduite à 25 MPa. Pour les pieux de classe 2, la valeur $C_{\max}$ est limitée à 30 MPa. Elle dépend aussi de la technique de pieu utilisée. Le coefficient k_1 est lié aussi à la technique de pieu. Le coefficient k_2 tient compte de la géométrie du pieu notamment de son élancement. Enfin, le coefficient k_3 prend en compte le fait que des contrôles d'intégrité soient réalisés ($k_3 = 1{,}2$) ou non ($k_3 = 1{,}0$).

b) Prise en compte des tolérances d'excentrement

L'annexe R a pour objet de définir comment la conception des pieux et micropieux doit prendre en compte les effets des tolérances d'exécution et venir ainsi en complément explicite de ce qu'imposent, pour ce sujet, les normes d'exécution des pieux forés, des pieux à refoulement et des micropieux.

Les effets des tolérances géométriques ne sont à intégrer que dans les calculs à l'ELU. Les effets des tolérances géométriques sont répartis entre la structure et les fondations. Le projet de conception doit donc préciser les choix d'éléments structurels mobilisés pour les justifications de stabilité et de résistance de l'ouvrage dans un contexte de respect des tolérances.

- la structure est alors conçue et dimensionnée pour reprendre sa part des efforts ;
- la descente de charge sur les fondations inclut le résultat de cette répartition, en explicitant les moments induits en tête de pieux par cette répartition ; les pieux n'ont alors pas à être justifiés pour des valeurs de moments différentes que celles fournies.

Tout cela signifie que si la descente de charge ne fournit pas une valeur du moment d'excentrement à reprendre par la fondation, on suppose que c'est la structure qui reprend la totalité des effets induits par la prise en compte des tolérances d'exécution.

Par défaut, si le projet de conception ne le précise pas :

- les pieux sont justifiés vis-à-vis de la descente de charge qui est fournie ;
- la descente de charges est réputée prendre en compte les conséquences des défauts géométriques des pieux lorsqu'elles restent dans les limites des tolérances de la présente norme ou des normes d'exécution ;
- la tolérance d'exécution est égale à 0,15 m au niveau de la plateforme d'exécution et la tolérance d'inclinaison est égale à 3 % si la technique de pieux n'est pas figée ; dans le cas contraire, on applique celles des normes d'exécution ;
- les pieux sont réputés reliés par des chevêtres, longrines et murs croisés qu'il suffit de renforcer si les défauts géométriques de certains pieux excèdent les tolérances.
- Pour un pieu isolé non armé dont la tête n'est pas reliée à des longrines croisées, l'effort normal est plafonné à 65 % de l'effort normal admissible pour une charge effectivement centrée. Si le pieu est armé, ce seuil peut être augmenté selon les résultats du calcul.

3 Formulaire pour le calcul de la portance des fondations profondes

Ce formulaire comprend les principales relations permettant le calcul de la portance des pieux à partir de données pressiométriques ou pénétrométriques selon la norme NF P 94-262. Le modèle de calcul est une amélioration des modèles développés au LCPC depuis plusieurs dizaines d'années (Bustamante et Gianeselli, 1981 ; Bustamante *et al.*, 2009, Burlon *et al.,* 2014).

3.1 À partir de données pressiométriques (modèle PMT 2012)

Les différentes relations utilisées sont les suivantes :

$$q_b = k_p p^*_{LM;e}$$

$$q_s = \kappa . g_i \left(p^*_{LM} \right)$$

$$p^*_{LM} = p_{LM} - p_{h0}$$

où :

p_{h0} est la contrainte horizontale totale à la profondeur où la pression limite est mesurée (p_{h0} est estimée grossièrement),

$p^*_{LM;e}$ est la pression limite nette équivalente, k_p le facteur de portance dépendant du type de sol et de la classe de pieu (tableau 6.6),

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

g_i (i = 1 à 5) sont 5 fonctions de la pression limite nette p^*_{LM} dépendant seulement du type de sol (figure 6.6),

k un facteur d'installation dépendant du type de sol et de la catégorie de pieu (Tableau 6.7). Pour les pieux battus en acier différents des pieux à pointe fermée (classes 5, 6 et 7), la section et le périmètre développé considérés pour le calcul sont illustrés sur la figure 6.7.

Le calcul du frottement axial avec ce modèle est une tentative pour considérer séparément l'influence du type de terrain et de la technique de mise en place (CSTC, 2009). L'expression mathématique pour les fonctions g_i sont définies par trois paramètres a_i, b_i, c_i (donnés dans le tableau 6.8) :

$$g_i\left(p^*_{LM}\right) = \left(a_i + b_i p^*_{LM}\right)\left(1 - e^{-c_i p^*_{LM}}\right)$$

Les trois paramètres a_i, b_i et c_i ainsi que le facteur d'installation k sont ajustés afin d'optimiser les fonctions de répartition des ratios entre les valeurs calculées et mesurées pour les trios grandeurs suivantes : R_b, R_s et R_c. Idéalement, la moyenne de ces fonctions doit tendre vers 1,0 et leur écart-type vers 0.

Tableau 6.6 – Facteur de portance k_p (pour $D_{ef}/B \geq 5$)

Classe de pieu	Type de sol				
	Argile % $CaCO_3$ < 30 % Limon Sols intermédiaires	Sols intermédiaires Sable Grave	Craie	Marne et calcaire-marneux	Roche altérée et fragmentée
1	1,15	1,1	1,45	1,45	1,45
2	1,3	1,65	1,6	1,6	2
3	1,55	3,2	2,35	2,1	2,1
4	1,35	3,1	2,3	2,3	2,3
5	1	1,9	1,4	1,4	1,2
6	1,2	3,1	1,7	2,2	1,5
7	1	1	1	1	1,2
8	1,15	1,1	1,45	1,45	1,45

Tableau 6.7 – Valeurs du facteur d'installation κ

Catégorie de pieu	Type de sol				
	Argile % $CaCO_3$ < 30 % Limon Sols intermédiaires	Sols intermédiaires Sable Grave	Craie	Marne et calcaire-marneux	Roche altérée et fragmentée
1	1,1	1	1,8	1,5	1,6
2	1,25	1,4	1,8	1,5	1,6
3	0,7	0,6	0,5	0,9	0,9
4	1,25	1,4	1,7	1,4	1,6
5	1,3	1,4	1,8	1,5	1,6
6	1,5	1,8	2,1	1,6	1,6
7	1,9	2,1	1,7	1,7	1,7
8	0,6	0,6	1	0,7	0,7
9	1,1	1,4	1	0,9	0,9
10	2	2,1	1,9	1,6	1,6
11	1,2	1,4	2,1	1	1
12	0,8	1,2	0,4	0,9	0,9
13	1,2	0,7	0,5	1	1
14	1,1	1	0,4	1	0,9
15	2,7	2,9	2,4	2,4	2,4
16	0,9	0,8	0,4	1,2	1,2
17	1,25	1,4	1,8	1,5	1,6
18	1,25	1,4	1,8	1,5	1,6
19	2,7	2,9	2,4	2,4	2,4
20	3,4	3,8	3,1	3,1	3,1

Note : Pour les catégories 9 à 16, les valeurs sont multipliées par 0,75 quand les pieux vibro-foncés au lieu d'être battus.

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

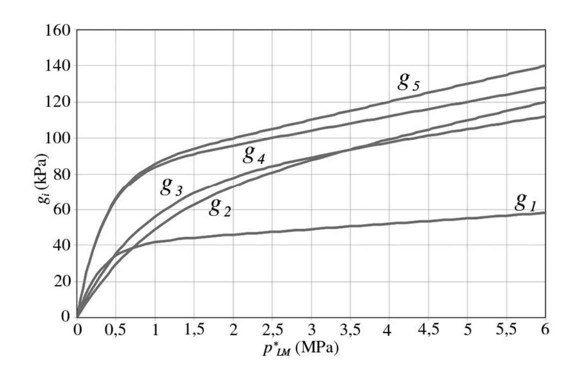


Figure 6.6 – Définition des fonctions g_i en fonction de valeurs de pression limite nette p^*_{LM}

Tableau 6.8 – Définition des fonctions g_i pour des données pressiométriques

	Type de sol				
	Argile % $CaCO_3$ < 30 % Limon Sols intermédiaires	**Sols intermédiaires Sable Grave**	**Craie**	**Marne et calcaire-marneux**	**Roche altérée et fragmentée**
	g_1 [MPa]	**g_2 [MPa]**	**g_3 [MPa]**	**g_4 [MPa]**	**g_5 [MPa]**
a_i [MPa]	0,003	0,01	0,007	0,008	0,01
b_i [MPa]	0,04	0,06	0,07	0,08	0,08
c_i [MPa-1]	3,5	1,2	1,3	3	3

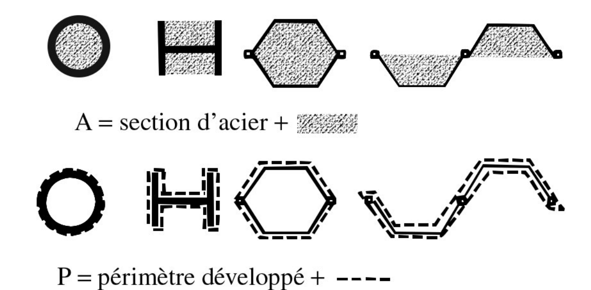


Figure 6.7 – Aire et périmètre à utiliser pour les classes de pieux 5, 6 et 7

Tableau 6.9 – Valeurs maximales de frottement axial unitaire

Catégorie de pieu	Valeurs en kPa					
	Argile % $CaCO_3$ < 30 % Limon Sols intermédiaires	Sols intermédiaires	Sable Grave	Craie	Marne et calcaire-marneux	Roche altérée et fragmentée
1	90	90	90	200	170	200
2	90	90	90	200	170	200
3	50	50	50	50	90	–
4	90	90	90	170	170	–
5	90	90	–	–	–	–
6	90	90	170	200	200	200
7	130	130	200	170	170	–
8	50	50	90	90	90	–
9	130	130	130	90	90	–
10	170	170	260	200	200	–
11	90	90	130	260	200	–
12	90	90	90	50	90	–
13	90	90	50	50	90	90
14	90	90	130	50	90	90
15	200	200	380	320	320	320
16	90	90	50	50	90	90
17	–	–	–	–	–	–
18	–	–	–	–	–	–
19	200	200	380	320	320	320
20	200	200	440	440	440	500

La pression limite nette équivalente $p^*_{LM;e}$ et la hauteur d'encastrement effective D_{ef} sont obtenues de la manière suivante :

$$p^*_{LM;e} = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} p^*_{LM}(z)\,dz$$

$$D_{ef} = \frac{1}{p^*_{LM;e}} \int_{D-h_D}^{D} p^*_{LM}(z)\,dz$$

$$a = \max\left\{\frac{B}{2}\,;0,5\,m\right\}$$

$$b = \min\{a\,;h\}$$

$$h_D = 10B$$

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

où z est la profondeur, D la longueur totale du pieu dans le terrain, h sa longueur dans le terrain résistant et B le diamètre équivalent du pieu (figure 6.8).

Afin de prendre en compte la partie fichée du pieu, le facteur de portance k_p depend de la hauteur d'encastrement effective D_{ef} :

- si $D_{ef}/B > 5 : k_p\left(D_{ef}/B\right) = k_{p;\max}$
- si $D_{ef}/B \leq 5 : k_p\left(D_{ef}/B\right) = 1 + \dfrac{\left(k_{p;\max} - 1\right)}{5}\dfrac{D_{ef}}{B}$

où $k_{p;\max}$ est la valeur maximale de k_p et dépend du type de sol et de la classe de pieu (tableau 6.10).

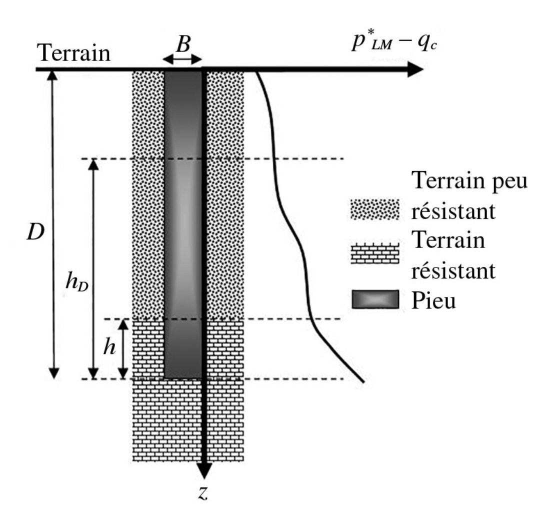


Figure 6.8 – Géométrie du pieu

3.2 À partir de données pénétrométriques (modèle CPT 2012)

Les différentes relations utilisées sont les suivantes :

$$q_b = k_c q_e$$

$$q_s = \kappa . g_i(q_c)$$

où q_{ce} est la valeur de résistance de cône et k_c le facteur de portance dépendant du type de sol et de la classe du pieu (tableau 6.10), g_i (i = 1 à 3) sont trois fonctions de la résistance de cône q_c dépendent seulement du type de sol (figure 6.9) et κ un facteur d'installation dépendant du type de sol et de la catégorie du pieu (tableau 6.11). Pour les pieux battus en acier différents des pieux à pointe fermée (classes 5, 6 et 7), la section et le périmètre développé considérés pour le calcul sont illustrés sur la figure 6.7.

Tableau 6.10 – Facteur de portance k_c (pour $D_{ef}/B \geq 5$)

Classe de pieu	Type de sol					
	Argile % $CaCO_3$ < 30 % Limon Sols intermédiaires	Sols intermédiaires	Sable Grave	Craie	Marne et calcaire-marneux	Roche altérée et fragmentée
1	0,4	0,3	0,2	0,3	0,3	0,3
2	0,45	0,3	0,25	0,3	0,3	0,3
3	0,5	0,5	0,5	0,4	0,35	0,35
4	0,45	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
5	0,35	0,3	0,25	0,15	0,15	0,15
6	0,4	0,4	0,4	0,35	0,2	0,2
7	0,35	0,25	0,15	0,15	0,15	0,15
8	0,45	0,3	0,2	0,3	0,3	0,25

Tableau 6.11 – Valeur du facteur d'installation κ

Catégorie de pieu	Type de sol					
	Argile % $CaCO_3$ < 30 % Limon Sols intermédiaires	Sols intermédiaires	Sable Grave	Craie	Marne et calcaire-marneux	Roche altérée et fragmentée
1	0,55	0,65	0,70	0,80	1,40	1,50
2	0,65	0,80	1,00	0,80	1,40	1,50
3	0,35	0,40	0,40	0,25	0,85	–
4	0,65	0,80	1,00	0,75	1,30	–
5	0,70	0,85	–	–	–	–
6	0,75	0,90	1,25	0,95	1,50	1,50
7	0,95	1,15	1,45	0,75	1,60	–
8	0,30	0,35	0,40	0,45	0,65	–
9	0,55	0,65	1,00	0,45	0,85	–
10	1,00	1,20	1,45	0,85	1,50	–
11	0,60	0,70	1,00	0,95	0,95	–
12	0,40	0,50	0,85	0,20	0,85	–
13	0,60	0,70	0,50	0,25	0,95	0,95
14	0,55	0,65	0,70	0,20	0,95	0,85
15	1,35	1,60	2,00	1,10	2,25	2,25
16	0,45	0,55	0,55	0,20	1,25	1,15
17	–	–	–	–	–	–
18	–	–	–	–	–	–
19	1,35	1,60	2,00	1,10	2,25	2,25
20	1,70	2,05	2,65	1,40	2,90	2,90

Note : Pour les catégories 9 à 16, les valeurs sont multipliées par 0,75 quand les pieux vibro-foncés au lieu d'être battus.

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

Le calcul du frottement axial avec ce modèle est une tentative pour considérer séparément l'influence du type de terrain et de la technique de mise en place (CSTC, 2009). L'expression mathématique pour les fonctions g_i est définie par trois paramètres a_i, b_i, c_i (donnés dans le tableau 6.12) :

$$g_i\left(p_{LM}^*\right) = \left(a_i + b_i p_{LM}^*\right)\left(1 - e^{-c_i p_{LM}^*}\right)$$

Les trois paramètres a_i, b_i and c_i et le facteur d'installation k sont ajustés afin d'optimiser les fonctions de répartition des ratios entre les valeurs calculées et mesurées pour les trios grandeurs suivantes : R_b, R_s and R_c. Idéalement, la moyenne de ces fonctions doit tendre vers 1,0 et leur écart-type vers 0.

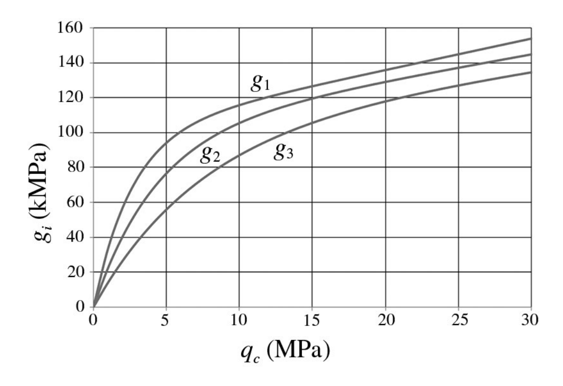


Figure 6.9 – Définition des fonctions g_i en fonction de valeurs de résistance de cône q_c

Tableau 6.12 – Définition des fonctions g_i en fonction de valeurs de résistance de cônes q_c

	Type de sol					
	Argile % $CaCO_3$ < 30 % Limon Sols intermédiaires	Sols intermédiaires	Sable Grave	Craie	Marne et calcaire-marneux	Roche altérée et fragmentée
	g_1 [MPa]	g_2 [MPa]	g_3 [MPa]	g_2 [MPa]	g_2 [MPa]	g_2 [MPa]
a_i [MPa]	0,0018	0,0015	0,0012	0,0015	0,0015	0,0015
b_i [MPa]	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
c_i [MPa^{-1}]	0,4	0,25	0,15	0,25	0,25	0,25

La résistance de cône nette q_{ce} et la hauteur d'encastrement effective D_{ef} sont obtenues de la manière suivante :

$$q_{ce} = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} q_{cc}(z)\, dz$$

$$D_{ef} = \frac{1}{q_{ce}} \int_{D-h_D}^{D} q_{cc}(z)\, dz$$

$$a = \max\left\{\frac{B}{2}\,; 0{,}5\, m\right\}$$

$$b = \min\left\{a\,; h\right\}$$

$$h_D = 10B$$

où z est la profondeur, q_{cc} est le profil de résistance de cône corrigée obtenue en négligeant les valeurs supérieures à 1,3 q_{cm} où q_{cm} est la valeur moyenne du profil de résistance de cône, D la longueur totale du pieu dans le terrain, h sa longueur dans le terrain résistant et B le diamètre équivalent du pieu (figure 6.8).

Afin de prendre en compte la partie fichée du pieu, le facteur de portance k_c dépend de la hauteur d'encastrement effective D_{ef} :

- if $D_{ef}/B > 5 : k_c\left(D_{ef}/B\right) = k_{c;\max}$
- if $D_{ef}/B \leq 5 : k_c\left(D_{ef}/B\right) = 1 + \frac{\left(k_{c;\max} - 1\right)}{5}\frac{D_{ef}}{B}$

où $k_{c;\max}$ est la valeur maximale de k_c et depend du type de sol et de la classe de pieu (tableau 6.10).

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.



6.1 Calcul d'un pieu à partir de données de sol

Une fondation sur pieux en béton battus dans une argile légèrement surconsolidée doit être dimensionnée pour supporter une charge verticale composée d'une part permanente et d'une part variable. Les valeurs caractéristiques de ces charges sont :

- charge permanente : $G_k = 3\,900$ kN ;
- charge variable : $Q_k = 800$ kN.

La longueur des pieux est fixée à 13 m et le diamètre est fixé à B = 0,4 m.

Les résultats de trois essais pressiométriques (P1, P2 et P3) sont disponibles et la zone peut être considérée comme homogène. On a déduit des trois profils pressiométriques les informations suivantes :

Tableau 6.13 – Pression limite nette p_l^*

	P1	P2	P3	Moyenne
$p_{l,pointe}^*$ (MPa)	0,98	0,78	0,81	0,86
$p_{l,fût}^*$ (MPa)	0,77	0,73	0,78	0,76

La zone d'implantation des groupes de pieux est un rectangle de 50 × 20 m comprenant les trois sondages pressiométriques.

On suppose que l'effet de groupe peut être négligé dans le dimensionnement des fondations. D'autre part on suppose que la structure est capable de transférer les charges des pieux les plus « faibles » aux pieux les plus résistants.

Les règles de calcul de portance seront celles basées sur la norme d'application de l'EC7 sur les fondations profondes (NF P 94-262).

Afin de simplifier l'exercice, on donne ci-dessous les éléments de calcul à retenir pour la méthode pressiométrique, à savoir k_p (pointe) et q_s (frottement axial) donnés par l'Annexe F de la norme.

1. Déterminer la résistance caractéristique en compression, $R_{c;k}$ d'un pieu selon la procédure du « pieu modèle » et la procédure du « modèle de terrain ».

2. Déterminer la résistance de calcul en compression, $R_{c;d}$ d'un pieu selon les procédures du « pieu modèle » et du « modèle de terrain ».

On utilisera l'approche de calcul 2, choisie en France pour la vérification des situations de calcul durables et transitoires aux ELU (combinaisons « fondamentales »).

En déduire le nombre de pieux nécessaires pour la fondation dans les deux cas (vérification de l'ELU de portance géotechnique).

3. Déterminer la charge de fluage de ces pieux dans le cas du « pieu modèle » et dans le cas du « modèle de terrain ». En déduire le nombre de pieux nécessaires pour la fondation dans les deux cas (vérification des ELS de portance géotechnique).

4. Conclure quand au dimensionnement du pieu.

6.2 Calcul d'un pieu soumis à du frottement négatif

Cet exercice a trait à un pieu foré de diamètre $B = 300$ mm, fiché dans une argile raide surmontée d'une argile molle de 5 m d'épaisseur, comme montré sur la figure. Cet

exemple est emprunté à Simpson et Driscoll (1998), à l'époque de la norme provisoire (ENV 1997-1:1994). L'objet de l'exercice est de reprendre les calculs avec les nouvelles règles proposées par l'Eurocode 7 – Partie 1 (EN 1997-1:2005) et la norme d'application française pour les fondations profondes (NF P 94-262).

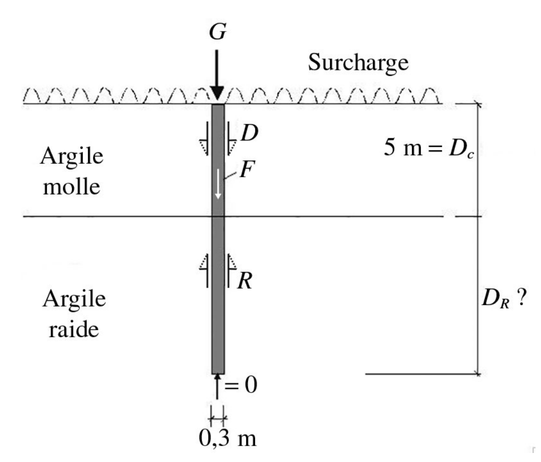


Figure 6.10 – Pieu soumis à frottement négatif (Simpson et Driscoll, 1998)

Une surcharge agit en surface et provoque un tassement de l'argile molle et du frottement négatif sur le pieu. Le pieu est également soumis à une charge verticale permanente de valeur caractéristique $G_k = 300$ kN. Il s'agit de déterminer la longueur de fiche D_R nécessaire dans l'argile raide, pour les ELU en situations durables et transitoires, en utilisant l'approche de calcul 2 (retenue par la norme NF P 94-262), et pour les ELS (états limites de type GEO).

En l'absence d'une limitation imposée sur le déplacement axial du pieu, la vérification des ELS sera menée par l'intermédiaire de la résistance de fluage (la prévision des tassements sous les valeurs caractéristiques des actions, nécessiterait d'avoir à disposition des paramètres de déformation des sols).

Pour les ELU, on retiendra le modèle de calcul, proposé par la norme NF P 94-262, qui consiste à introduire comme action de calcul une borne supérieure de la force transmise par le sol au pieu (clause 7.3.2.1(3)P de l'EN 1997-1).

On retiendra les hypothèses simplificatrices suivantes :

- le tassement de l'argile molle est suffisant pour mobiliser le frottement négatif maximal (limite) sur toute la longueur du pieu dans l'argile molle $D_D = 5$ m ;
- la valeur à long terme du frottement négatif (calculé en contraintes effectives), sur la longueur D_D, sera calculée en utilisant l'Annexe H (informative) de la norme NF P 94-262 ; on supposera que la nappe est au niveau du terrain naturel et on prendra : $\gamma = 20$ kN/m^3 et $\lambda = 0$;
- le frottement axial est positif (dirigé vers le haut) sur toute la longueur du pieu dans la couche d'argile raide ; sa valeur à long terme, sur la longueur D_R, sera calculée par la méthode pressiométrique en utilisant l'Annexe F de la norme NF P 94-262 et en supposant que $p_1^* = 1{,}6$ MPa ;
- la résistance en pointe du pieu est négligée ($R_{b;k} = 0$).

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

1. Déterminer la valeur caractéristique du frottement négatif total $G_{sn;k}$ sur D_D ;

2. Déterminer la valeur caractéristique de la résistance de frottement axial $R_{s;k}$ sur D_R ;

3. Quelle condition faut-il satisfaire pour les ELU de type GEO en situations durables et transitoires ? Quelles sont les valeurs de calcul $G_{sn;d}$ et $R_{s;d}$? Quelle est la longueur minimale de fiche D_R nécessaire dans l'argile raide ?

4. Déterminer la valeur caractéristique de la charge de fluage de compression $R_{c;cr;k}$ sur D_R ;

5. Quelle(s) condition(s) faut-il satisfaire pour la vérification des ELS de type GEO ? Quelles sont les valeurs de calcul $G_{sn;d}$ et $R_{c;cr;d}$? Quelle est la longueur minimale de fiche D_R nécessaire dans l'argile raide ?

6.3 Calcul d'un pieu sous charge transversale

Il s'agit de justifier les fondations profondes d'un écran acoustique.

Les pieux sont des fers HEA240 dont les caractéristiques sont les suivantes : $B = 0{,}24$ m, $EI = 16{,}3$ MN.m^2 et $I/v = 0{,}675 \cdot 10^{-3}$ m^3.

L'axe de l'écran se situe à 0,5 m de la crête d'un remblai dont la pente est égale à 3H/2V.

Les propriétés géotechniques des terrains sont les suivants :

- Remblai sableux 2,5 m : $p_{LM} = 0{,}45$ MPa, $p_f = 0{,}3$ MPa et $E_M = 4$ MPa.
- Sol support argile raide : $p_{LM} = 1{,}3$ MPa, $p_f = 0{,}9$ MPa et $E_M = 15$ MPa.

Chargement à considérer :

- ELS : $T_d = 26$ kN et $M_d = 65$ kNm
- ELU : $T_d = 52$ kN et $M_d = 130$ kNm

1. Quelles sont les courbes de réaction p-y à retenir ?

2. Comment la présence du talus et les effets de surface sont-ils pris en compte ?

3. Calculer la répartition des moments, des pressions frontales et des déplacements ?

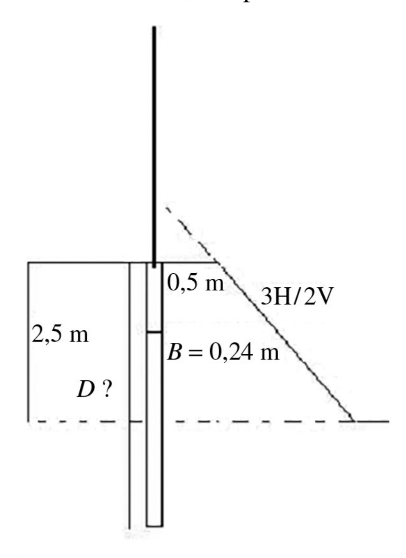


Figure 6.11 – Données géométriques



6.1 La valeur caractéristique de la capacité portante (résistance en compression) est obtenue par :

$$R_{c;k} = R_{b;k} + R_{s;k}$$

où $R_{b;k}$ est la valeur caractéristique de la résistance de pointe et $R_{s;k}$ est la valeur caractéristique de la résistance de frottement axial.

La valeur de calcul de la capacité portante est obtenue par :

$$R_{c;d} = R_{b;d} + R_{s;d}$$

où $R_{b;d}$ est la valeur de calcul de la résistance de pointe et $R_{s;d}$ est la valeur de calcul du frottement axial.

Ces valeurs sont reliées aux valeurs caractéristiques selon :

$$R_{c;d} = R_{c;k}/\gamma_t$$

1. Détermination de la résistance caractéristique en compression, $R_{c;k}$ d'un pieu

- Procédure du « pieu modèle »

Pour la procédure du « pieu modèle » on a :

$$R_{c;k} = R_{b;k} + R_{s;k} = \frac{R_b + R_s}{\gamma_{R;d1}\xi} = \frac{1}{\gamma_{R;d1}} \mathrm{Min}\left\{\frac{(R_c)_{\text{moyen}}}{\xi_{\text{moyen}}} ; \frac{(R_c)_{\min}}{\xi_{\min}}\right\}$$

avec $\xi_{\text{moyen}} = \xi_3$ et $\xi_{\min} = \xi_4$

Les facteurs ξ_3 et ξ_4 dépendent du nombre n de profils de sondages réalisés (tableau C.2.4.2) et de la surface d'investigation (Annexe informative E). Le tableau C.2.4.2 indique que, pour $n = 3$:

$$\xi'_3 = 1{,}33 \text{ et } \xi'_4 = 1{,}23$$

Pour la surface d'investigation $L \times l = 50 \times 20$ m^2, la relation E.2.1, s'applique ici avec :

$$L = 50 \text{ m et } l = \max(l_{réel}, L/2) = 25 \text{ m, d'où } S = 1\,250 \text{ m}^2 \text{ et } S_{réf} = 2\,500 \text{ m}^2$$

$$\text{d'où } \xi_3 = 1{,}23 \text{ et } \xi_4 = 1{,}16$$

La structure étant supposée rigide, les coefficients (ξ_3, ξ_4) peuvent être divisés par 1,1 (article 7.6.2.3(7) de l'EN 1997-1). Dès lors on a :

$$\xi_3 = 1{,}23\,/1{,}1 = 1{,}12 \text{ et } \xi_4 = 1{,}16\,/1{,}1 = 1{,}05$$

Le facteur de modèle $\gamma_{rd;1}$, afférant à la méthode pressiométrique est donné dans le tableau F.2.1. Pour la compression d'un pieu de classe 4 il y a lieu de retenir : $\gamma_{rd;1} = 1{,}15$

Le tableau 1 donne les valeurs des résistances de pointe et de frottement axial en appliquant les règles pressiométriques aux trois profils P1, P2 et P3 (pieu D = 13 et B = 0,4 m).



Tableau 6.14 – Valeurs calculées des résistances en pointe R_b et de frottement axial R_s

Profil	R_b kN	R_s kN	$R_b + R_s$ kN
P1	166	707	873
P2	132	699	831
P3	138	710	848
Minimum	132	699	831
Moyenne	145	705	850

La capacité portante caractéristique est donnée par :

$R_{c;k}$ = Min {850/(1,15 × 1,12) ; 831/(1,15 × 1,05)} = Min (660 ; 688) = 660 kN

Ce qui montre que, dans le cas présent, c'est la moyenne des résistances qui gouverne (et non la valeur minimale).

Les valeurs caractéristiques des résistances en pointe et en frottement axial sont égales à :

$$R_{b;k} = 145/(1{,}15 \times 1{,}12) = 113 \text{ kN}$$
$$R_{s;k} = 705/(1{,}15 \times 1{,}12) = 547 \text{ kN}$$
$$R_{c;k} = 113 + 547 = 660 \text{ kN}$$

Pour mémoire, une autre approche basée sur une analyse statistique des valeurs R_c peut aussi être réalisée. On peut réaliser cette analyse en considérant une distribution normale ou log-normale. Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant et sont assez proches de ceux déjà obtenus.

Tableau 6.15 – Valeurs calculées des résistances en pointe R_b et de frottement axial R_s à partir d'une approche statistique

	Distribution normale	Distribution log-normale
Moyenne	660 kN	6,746
Écart-type	21 kN	0,0248
Fractile à 5 % de la loi de Student	3,37	3,37
Valeur caractéristique	677 kN	680 kN

- Procédure du « modèle de terrain »

On retient, à partir des profils P1, P2 et P3 :

- pression limite « représentative » pour le calcul de la résistance de pointe : $p_1^* = 0{,}80$ MPa.
- pression limite « représentative » pour le calcul du frottement axial : $p_1^* = 0{,}75$ MPa.

Pour $p_1^* = 0{,}75$ MPa on trouve sur la Figure 7.5.2.1 : $f_{sol} = 39{,}2$ kPa d'où $q_s = 1{,}1\, f_{sol}$ = 43,1 kPa.

Pour le pieu $D = 13$ et $B = 0{,}4$ m, on calcule : $R_b = 135$ kN, $R_s = 704$ kN et $R_b + R_s = 839$ kN



On en déduit :

$$R_{b;k} = R_b / (\gamma_{R;d1}\gamma_{R,d2}) = 135 / (1,15 \times 1,10) = 107 \text{ kN}$$
$$R_{s;k} = R_s / (\gamma_{R;d1}\gamma_{R,d2}) = 704 / (1,15 \times 1,10) = 556 \text{ kN}$$
$$R_{c;k} = 107 + 556 = 663 \text{ kN}$$

2. Détermination de la résistance de calcul en compression, $R_{c;d}$ d'un pieu pour les ELU

L'approche de calcul 2 nécessite l'application de l'ensemble A1 sur les actions et de l'ensemble R2 sur les résistances (ELU, situations de calcul durables et transitoires).

Pour l'ensemble R2, les valeurs de γ_t ou γ_b et γ_t recommandées par l'EN 1997-1 et retenues en France, sont :

$$\gamma_b = \gamma_s = \gamma_t = \mathbf{1,1}$$

Par les valeurs de l'ensemble A1, on obtient la valeur de calcul de la charge appliquée $F_{c;d}$.

$$F_{c;d} = \mathbf{1,35}\ G_k + \mathbf{1,5}\ Q_k = \mathbf{1,35} \times 3\,900 + \mathbf{1,5} \times 800 = 6\,465 \text{ kN}$$

- Procédure du « pieu modèle »

$$R_{c;d} = R_{b;k} / \gamma_b + R_{s;k} / \gamma_s = 113 / 1,1 + 547 / 1,1 = 660 / 1,1 = 103 + 497 = 600 \text{ kN}$$

Le nombre de pieux requis est égal à : $F_{c;d} / R_{c;d} = 6\,465/600 = 11$ pieux

- Procédure du « modèle de terrain »

$$R_{c;d} = R_{b;k} / \gamma_b + R_{s;k} / \gamma_s = 107 / 1,1 + 556 / 1,1 = 663 / 1,1 = 97 + 506 = 603 \text{ kN}$$

Le nombre de pieux requis est égal à : $F_{c;d} / R_{c;d} = 6\,465/603 = 11$ pieux

3. Calcul des valeurs de la charge de fluage en compression $R_{c;cr;k}$ et $R_{c;cr;d}$ pour les ELS

Dans tous les cas, pour les pieux avec refoulement du sol, la valeur caractéristique de la charge de fluage en compression est (Equation 14.2.2.3) :

$$R_{c;cr;k} = 0,7\ R_{b;k} + 0,7\ R_{s;k} = 0,7\ R_{c;k}$$

et, pour les vérifications ELS, la valeur de calcul de la charge de fluage en compression est (Equation 14.2.1.2) :

$$R_{c;cr;d} = R_{c;cr;k/\gamma cr}$$

Les valeurs de γ_{cr} sont données dans les tableaux 14.2.1.1 et 14.2.1.2. Pour les fûts en compression :

$\gamma_{cr} = \mathbf{0,9}$ pour les combinaisons caractéristiques (= rares)

$\gamma_{cr} = \mathbf{1,1}$ pour les combinaisons quasi-permanentes

La charge appliquée $F_{c,d}$ est simplement :

$F_{c;d} = G_k + Q_k = \mathbf{1,0} \times 3\,900 + \mathbf{1,0} \times 800 = 4\,700$ kN pour les ELS caractéristiques

$F_{c;d} = G_k = \mathbf{1,0} \times 3\,900$ kN $= 3\,900$ kN pour les ELS quasi-permanents

(tous les γ valent **1,0** et l'on n'a, ici, qu'une seule charge variable Q_k)



- Procédure du « pieu modèle »

En retenant $R_{c;k}$ = 660 kN, on dérive successivement :

$$R_{c;cr;k} = 0{,}7 \times 660 = 462 \text{ kN}$$

$$R_{c;cr;d} = 462/\mathbf{0{,}9} = \mathbf{513} \text{ kN pour les combinaisons caractéristiques}$$

$$R_{c;cr;d} = 462/\mathbf{1{,}1} = \mathbf{420} \text{ kN pour les combinaisons quasi-permanentes}$$

Note : Selon le paragraphe 9.2.3(5) de la norme, pour déterminer la charge de fluage $R_{c;cr;k}$ dans le cas de la procédure du « pieu modèle », les valeurs de $R_{b;k}$ et $R_{s;k}$ à prendre en compte doivent obéir aux ratios suivants (relations 9.2.3.5 et 9.2.3.6) :

$$R_{b;k} = R_{c;k}\,(R_{b;\text{moy}}/R_{c;\text{moy}}) \text{ et } R_{s;k} = R_{c;k}\,(R_{s;\text{moy}}/R_{c;\text{moy}})$$

afin de respecter pour les ELS les parts de pointe et de frottement obtenues **en moyenne**, avant application des facteurs ξ_3 et ξ_4 pour les ELU. Cette « nuance » n'est opérante que dans le cas des pieux ne refoulant pas le sol et lorsque c'est la valeur minimale de R_c qui gouverne.

Nombre de pieux :

Le nombre de pieux requis est égal à :

$$F_{c;d}/R_{c;cr;d} = 4\,700/\mathbf{513} = \mathbf{10\ pieux} \text{ pour les ELS caractéristiques}$$

Le nombre de pieux requis est égal à :

$$F_{c;d}/R_{c;c;d} = 3\,900/\mathbf{420} = \mathbf{10\ pieux} \text{ pour les ELS quasi-permanents}$$

- Procédure du « modèle de terrain »

En retenant $R_{c;k}$ = 663 kN, on dérive successivement :

$$\mathrm{R}_{c,cr,k} = 0{,}7 \times 663 = 464 \text{ kN}$$

$$R_{c;cr;d} = 464/\mathbf{0{,}9} = \mathbf{516} \text{ kN pour les combinaisons caractéristiques}$$

$$R_{c;cr;d} = 464/\mathbf{1{,}1} = \mathbf{422} \text{ kN pour les combinaisons quasi-permanentes}$$

Nombre de pieux :

Le nombre de pieux requis est égal à :

$$F_{c;d}/R_{c;cr;d} = 4\,700/\mathbf{516} = \mathbf{10\ pieux} \text{ pour les ELS caractéristiques}$$

Le nombre de pieux requis est égal à :

$$F_{c;d}/R_{c;cr;d} = 3\,900/\mathbf{422} = \mathbf{10\ pieux} \text{ pour les ELS quasi-permanents}$$

4. Conclusions

Les procédures « pieu modèle » et « modèle de terrain » fournissent, dans l'exemple présent, très sensiblement les mêmes résultats en utilisant la norme NF P 94-262 et les règles pressiométriques qui y figurent. On note, cependant, que ce résultat est conditionné par les valeurs « représentatives » de p_l^* qui ont été retenues assez arbitrairement…

Les ELU en situations de calcul durables et transitoires (combinaisons fondamentales) sont dimensionnants (11 pieux nécessaires, au lieu de 10 pieux pour les ELS).

Pour les ELS, il y aurait lieu de compléter par un calcul des tassements, au cas où ils seraient limités par des exigences de la structure portée.



Enfin, il faudra compléter les calculs de portance géotechnique menés ici par la vérification de la résistance structurelle (exigences pour le béton armé préfabriqué du pieu données par la norme NF EN 1992-1-1 et son annexe nationale NF EN 1992-1-/NA).

6.2 **1.** La relation H.2.5.2 et Tableau H.2.2.1 de la norme NF P 94-262 conduisent à :

$$G_{sn} = \pi B(K\tan\delta)\gamma' D_D^2/2 = 3{,}14 \times 0{,}3 \times 0{,}15 \times 10 \times 5^2/2 = 17{,}66 \text{ kN}$$

On supposera que cette valeur est une estimation prudente et représente une borne supérieure (car l'action de frottement négatif est défavorable). Elle sera donc prise comme la valeur caractéristique, $G_{sn;k.}$

2. Le frottement axial unitaire limite q_s est donné, pour la méthode pressiométrique, par la relation F.5.2.1, par le tableau F.5.2.1 pour les valeurs $\alpha_{\text{pieu-sol}}$ et par la figure F.5.2.1 pour les valeurs de f_{sol}.

Selon le tableau B.2.1, le sol de fondation est une argile raide ($p_l^* = 1{,}6$ MPa). On choisit la courbe Q1 pour f_{sol} et, en supposant que le pieu est foré à la boue, $\alpha_{\text{pieu-sol}} = 1{,}25$.

Pour $p_l^* = 1{,}6$ MPa, la courbe Q1 indique $f_{\text{sol}} \approx 45$ kPa et le frottement axial unitaire limite dans l'argile raide est alors :

$$q_s = 1{,}25 \times 45 = 56 \text{ kPa}$$

En l'absence d'indications plus précises sur la campagne géotechnique, qui fournit la valeur unique $p_l^* = 1{,}6$ MPa pour caractériser la couche d'argile raide, on appliquera ici la procédure du « modèle de terrain ». La relation 9.2.4.3 et le tableau F.2.1 (valeur des coefficients de modèle $\gamma_{R;d1}$ et $\gamma_{r;d2}$) conduisent à la valeur caractéristique du frottement axial unitaire limite $q_{s;k}$ dans cette couche :

$$q_{s;k} = q_s/(\gamma_{R;d1}\gamma_{r;d2}) = 56/(1{,}15 \times 1{,}1) = 44 \text{ kPa}$$

et la valeur caractéristique de la résistance de frottement axial (frottement axial total) est :

$$R_{s;k} = \pi B q_{s;k} D_R = 3{,}14 \times 0{,}3 \times 44 \times D_R = 41{,}4\ D_R \text{ (en kN, avec } D_R \text{ en mètres).}$$

3. La condition pour satisfaire les ELU de type GEO en situations durables et transitoires est donnée par les relations 7.3.1.1 et 9.2.1.1.

On a : $F_{c;d} = E_d = \gamma_{G;sup}G_k + \gamma_{sn}G_{sn;k}$ avec $\gamma_{G;sup} = 1{,}35$ et $\gamma_{sn} = 1{,}35$.

La valeur de $G_{sn;d}$ est : $G_{sn;d} = \gamma_{sn}G_{sn;k} = 1{,}35 \times 17{,}66 = 23{,}84$ kN

Selon la relation 9.2.1.2 et le tableau C.2.3.1:

$R_{s;d} = R_{s;k}/\gamma_t = 41{,}4D_R/1{,}1 = 37{,}6\ D_R$ (en kN, avec D_R en mètres).

La longueur minimale de fiche D_R nécessaire dans l'argile raide est donnée par :

$\gamma_{G;sup}G_k + \gamma_{sn}G_{sn;k} \leq R_{s;k}/\gamma_t$, soit $1{,}35 \times 300 + 23{,}84 = 428{,}84 \leq 37{,}6\ D_R$ (avec D_R en mètres).

On aboutit alors à $D_R \geq 11{,}4$ m

4. Selon la relation 14.2.2.1, la valeur caractéristique de la charge de fluage de compression $R_{c;cr;k}$ sur D_R est : $R_{c;cr;k} = 0{,}7\ R_{s;k} = 0{,}7 \times 41{,}4\ D_R = 29D_R$ (en kN, avec D_R en mètres)

5. Les conditions pour satisfaire les ELS sont données par les relations 7.3.2.1 (combinaisons caractéristiques), 7.3.2.3 (combinaisons quasi-permanentes) et 14.2.1.1.

En l'absence d'actions variables Q_k, les combinaisons caractéristiques et quasi-permanentes sont identiques. On a : $F_{c;d} = E_d = G_k + G_{sn;k}$



La valeur de calcul de $G_{sn;d}$ est égale à sa valeur caractéristique: $G_{sn;d} = 17{,}66$ kN

Selon la relation 14.2.1.2 et les tableaux 14.2.1.1 et 14.2.1.2, ce sont les combinaisons quasi-permanentes qui sont dimensionnantes, et :

$R_{c;cr;d} = R_{c;cr;k} / g_{cr} = 29D_R / 1{,}1 = 26{,}4\ D_R$ (en kN, avec D_R en mètres).

La longueur minimale de fiche D_R nécessaire dans l'argile raide est donnée par :

$G_k + G_{sn;k} \leq R_{c;cr;k} / g_{cr}$, soit $300 + 17{,}66 = 317{,}66 \leq 26{,}4\ D_R$ (avec D_R en mètres).

On aboutit alors à $D_R \geq 12$ m

La condition ELS est donc (légèrement) plus contraignante que la condition ELU. Ceci était prévisible, car pour l'ELS les charges sont divisées par 1,35, alors que la résistance est divisée par 1/0,7 = 1,43.

6.3 **1.** À l'ELS et à l'ELU pour les situations durables et transitoires, les courbes de réaction p-y sont identiques. La pression frontale en avant des pieux est limitée à la pression de fluage du sol. Cette valeur correspond en quelque sorte à la résistance du sol à long terme. C'est le choix de la pression de fluage qui permet de gérer la mobilisation de la résistance dans le terrain. Le module de réaction K_f est déterminé aussi à long terme compte-tenu de la nature des sollicitations.

Le module de réaction K_f est déterminé de la manière suivante :

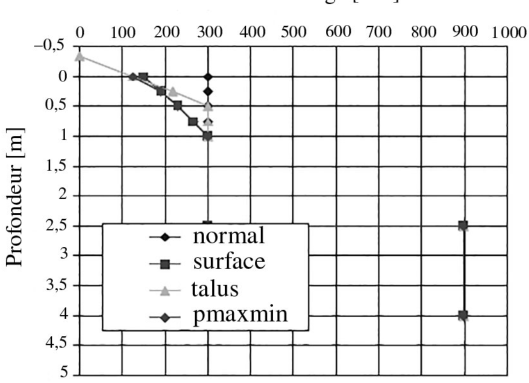
- $B = 0{,}24 < B_0 = 0{,}6$ m donc $K_f = 12 \cdot E_M / [4/3(2{,}65)^{\alpha} + a]$
- $\alpha = 1/3$; $E_M = 4$ MPa et $\alpha = 2/3$; $E_M = 15$ MPa

d'où $K_f = 22{,}0$ MPa dans le remblai et 55,9 MPa dans le sol argileux.

On note $k_f = K_f / B$.

2. À faible profondeur et à proximité du talus, les lois de réaction sont modifiées :

- la présence de la surface du terrain n'affecte que les pressions de fluage : on considère la moitié de la pression de fluage en surface et celle-ci atteint sa valeur maximale pour une profondeur de 4B (sols frottants) (cette valeur serait de 2B dans un sol cohérent). Le coefficient de réaction est affecté de la même manière ;
- la présence du talus a seulement des effets sur la valeur de la pression de fluage. Elle varie linéairement et atteint sa valeur maximale à condition qu'une épaisseur de terrain de 5B soit mobilisée devant le pieu.





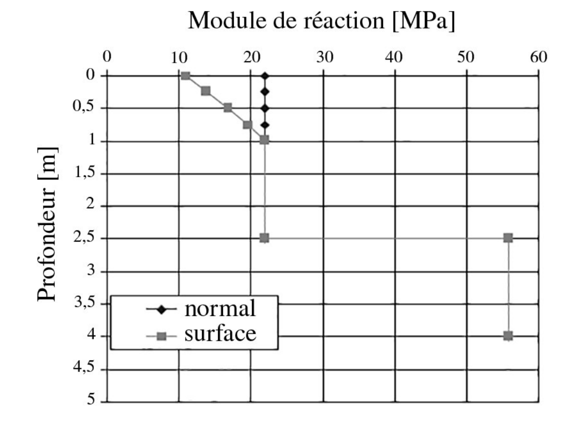
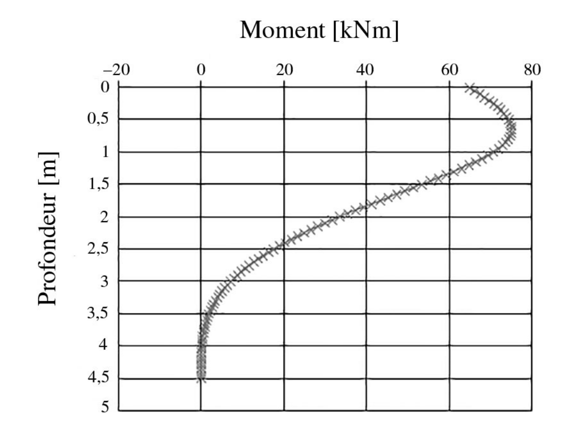
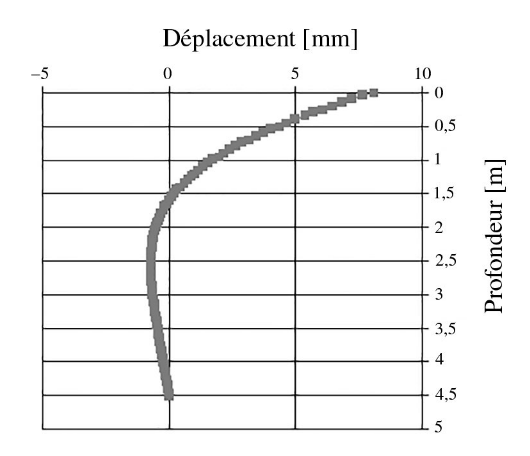


Figure 6.12 – Choix des pressions de fluage et des modules de réaction

3. Les résultats obtenus sont les suivants :

À l'ELS :







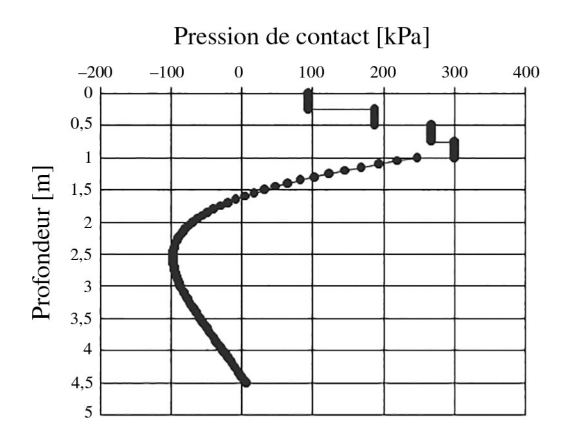
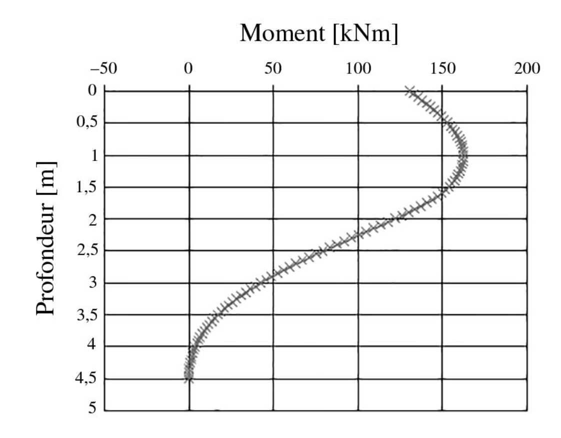


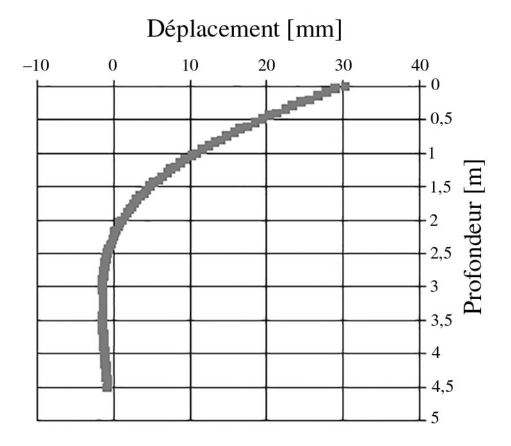
Figure 6.13 – Résultats obtenus à l'ELS

Le moment maximal dans le pieu est 75 kNm et le déplacement atteint 8 mm. Pour le sol, le seul critère à vérifier concerne le déplacement en fonction des tolérances de la structure portée. Pour le premier mètre de terrain, la pression de contact atteint la pression de fluage. Pour le pieu, la valeur de moment calculé peut être utilisée pour vérifier certains critères à l'ELS (ouverture de fissure pour des pieux en béton armé, par exemple).

À l'ELU :







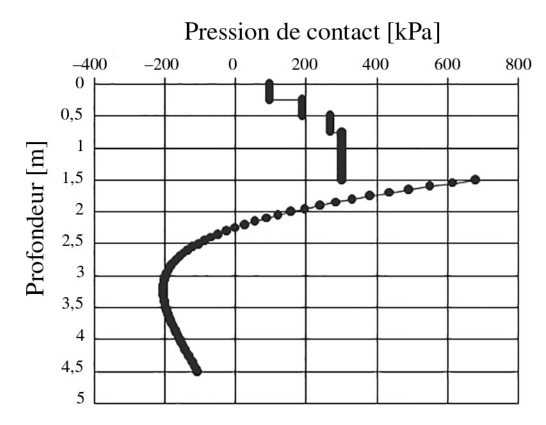


Figure 6.14 – Résultats obtenus à l'ELU

Le moment maximal dans le pieu est 162 kNm et le déplacement atteint 3 cm. Le seul critère à vérifier concerne le moment dans le pieu en fonction des exigences de l'EC3-5. La contrainte dans le fer atteint 240 MPa. La résistance du sol est gérée par le choix de la pression de fluage dans les courbes de réaction p-y.

Chapitre 7

Dimensionnement des écrans de soutènement

Introduction

La norme NF P 94-282 couvre le calcul des écrans de soutènement et des ancrages. Ce chapitre rappelle les principaux mécanismes de rupture puis aborde les principales hypothèses de calcul et les vérifications à effectuer pour le défaut de butée ainsi que la résistance structurelle de l'écran et des ancrages. Les différentes méthodes de calculs utilisées en France sont aussi présentées : méthode à l'équilibre limite, méthode au coefficient de réaction ou méthode des éléments finis ou des différences finies.

Objectifs

Identifier les mécanismes de rupture liés au fonctionnement d'un écran de soutènement.

Vérifier les états limites pour la justification des écrans de soutènement et des ancrages.

Plan

1 Les exigences de l'Eurocode 7

1.1 Principes

La justification des écrans de soutènement est abordée dans la section 9 de l'Eurocode 7 et traite à la fois :

- des murs de soutènement et des ouvrages poids, qui résistent au glissement par le frottement sous leur base ;
- des écrans de soutènement, pouvant mobiliser des efforts de butée sur leur partie en fiche.

Les différentes parties constituant la section 9 sont les suivantes :

- 9.1 Généralités.
- 9.2 États limites.
- 9.3 Actions, données géométriques et situations de calcul.

- 9.4 Considérations relatives au calcul et à la construction.
- 9.5 Détermination de la pression des terres.
- 9.6 Pressions d'eau.
- 9.7 Calcul à l'état limite ultime.
- 9.8 Calcul à l'état limite de service.

Parallèlement, les ancrages sont abordés dans la section 8 (section fortement impactée par l'amendement A1 de la norme NF EN 1997-1:2015), qui comporte les parties suivantes :

- 8.1 Généralités.
- 8.2 États limites.
- 8.3 Situations et actions de calcul.
- 8.4 Considérations sur le calcul et la construction.
- 8.5 Calcul à l'état limite.
- 8.6 Essais sur les ancrages.
- 8.7 Charge de blocage pour les tirants précontraints.
- 8.8 Surveillance de l'exécution et suivi.

1.2 Justification de l'écran

La section 9.2 liste les différents types d'états limites à vérifier :

- rupture par rotation ou translation de l'écran ou de certaines de ses parties ;
- rupture par défaut d'équilibre vertical ;
- instabilité d'ensemble des écrans ancrés, du fait de l'interaction entre l'écran principal et le dispositif de scellement ou de réaction ;
- rupture d'un élément de la structure de l'écran proprement dit ou des dispositifs d'appuis et de leur liaison avec l'écran principal.

Les ruptures des dispositifs d'appuis sont également à considérer.

D'autres états limites sont également mentionnés concernant la stabilité du fond de fouille :

- d'une part vis-à-vis de la stabilité mécanique, phénomène de renard solide ;
- d'autre part vis-à-vis de la stabilité hydraulique, pour trois phénomènes, qui sont traités dans le chapitre 4 du présent ouvrage :
  - le soulèvement hydraulique global, relevant d'un ELU de type UPL ;
  - le soulèvement hydraulique local, relevant d'un ELU de type HYD ;
  - l'érosion interne, pouvant déboucher sur des phénomènes d'érosion régressive ou de renard hydraulique, relevant également d'un ELU de type HYD.

La partie 9.7 présente les différents ELU qui doivent être considérés en utilisant les valeurs de calcul des actions ou des effets des actions et des résistances. Le calcul peut être basé sur :

- l'utilisation des valeurs limites globales de pression des terres ;
- l'estimation locale des pressions des terres, qui peuvent être liées au déplacement de l'écran.

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

Les états limites suivants doivent être considérés :

- la stabilité générale ;
- la rupture par rotation et celle par défaut d'équilibre vertical des écrans de soutènement, qui recouvre notamment le défaut de butée ;
- la ruine par défaut d'équilibre vertical ;
- la ruine des éléments de structure des écrans de soutènement ;
- la rupture par arrachement des ancrages.

Les justifications à l'ELS détaillées dans la section 9.8 restent d'ordre assez général. L'ensemble des écrans de soutènement doit faire l'objet d'une estimation des déplacements. Les calculs de déplacements sont à mener systématiquement, hormis lorsque les différentes conditions suivantes sont réunies :

- l'écran est de faible hauteur (H < 3 m) ;
- les écrans pour lesquels l'estimation des déplacements reste en deçà des valeurs limites.

Les calculs de déplacements doivent tenir compte de la rigidité du sol et des éléments de la structure de l'ouvrage, ainsi que du phasage de l'exécution des travaux.

La section 9.5 fournit des indications pour déterminer la pression de terres sur les écrans de soutènement, tant concernant la pression des terres au repos que l'estimation des poussées et butées limites.

La section 9.6 aborde brièvement la détermination des pressions d'eau.

1.3 Prise en compte des ancrages

Comme indiqué précédemment, les ancrages font l'objet de la section 8 de l'Eurocode 7-1. En réalité cette partie traite uniquement :

- des ancrages scellés réalisés conformément à la norme NF EN 1537:2010 – tirants d'ancrage ;
- d'autres ancrages comme les ancrages vissés ou les ancrages à corps expansif.

Différentes appellations cohabitent selon les règlements ou documents utilisés. Dans le présent ouvrage, il est décidé de volontairement faire référence aux ancrages scellés. Les ancrages scellés (au sens de l'EC7-1) correspondent aux tirants d'ancrage au sens de la NF EN 1537 et des recommandations nationales TA95.

Les tirants constitués d'un simple élément de liaison fixé dans un corps mort (contre-rideau, dalle de frottement, etc.) ne sont pas visés par la section 8.

La section 8.5 traite du calcul à l'état limite des tirants scellés. Elle introduit notamment l'obligation de recourir à des essais de traction préalables ou de contrôles dans le cadre de la justification des ancrages.

La section 8.6 présente les différents essais de traction, réalisés à différentes étapes d'un projet et associés à un objectif précis, en distinguant :

- les essais préalables, permettant d'établir les paramètres de dimensionnement d'un ancrage ;
- les essais de contrôle, permettant de contrôler les paramètres de dimensionnement d'un ancrage ;

- les essais de réception, réalisés sur des tirants scellés définitifs, permettant de vérifier que chaque ancrage définitif respecte les critères de réception.

Les essais de contrôle au sens de l'EC7-1 peuvent être, en reprenant les appellations nationales habituelles des essais de conformité ou des essais de contrôle, selon le sujet regardé.

La section 8.6 impose notamment l'obligation systématique des essais de réception. Les différents essais seront couverts à terme par la norme PR NF EN ISO 22477-5, qui présente notamment plusieurs méthodes d'essais.

L'annexe A de l'EC7-1 précise, selon la méthode d'essais :

- les valeurs des facteurs partiels ;
- le nombre minimal d'essais préalables et de contrôle ;
- leurs caractéristiques : charge d'épreuve, méthodes de dépouillement et/ou critères de réception.

2 Les exigences de la norme NF P 94-282

La norme NF P94-282 a été publiée en mars 2009 et a fait l'objet d'un amendement A1 en mai 2014. Elle est structurée comme les autres normes d'application nationale de l'Eurocode 7.

Elle comporte 17 sections et 13 annexes (tableau 7.1).

Tableau 7.1 – Sommaire de la norme NF P 94-282

<table>
<tr><td rowspan="17">Corps de texte</td><td rowspan="8" colspan="2">Sections communes aux NAN</td><td>1</td><td>Domaine d'application</td></tr>
<tr><td>2</td><td>Références normatives</td></tr>
<tr><td>3</td><td>Termes, définitions, symboles et convention de signes</td></tr>
<tr><td>4</td><td>Comportement et mode de rupture des écrans</td></tr>
<tr><td>5</td><td>Actions et données géométriques</td></tr>
<tr><td>6</td><td>Propriétés des terrains et des matériaux</td></tr>
<tr><td>7</td><td>Situations de calcul, sollicitations et combinaisons d'actions</td></tr>
<tr><td>8</td><td>Règles générales de justification des écrans de soutènement</td></tr>
<tr><td rowspan="8">Justifications</td><td rowspan="7">ELU</td><td>9</td><td>Défaut de butée</td></tr>
<tr><td>10</td><td>Résistance structurelle de l'écran</td></tr>
<tr><td>11</td><td>Stabilité d'un écran soumis à des charges d'origine structurelle</td></tr>
<tr><td>12</td><td>Stabilité des appuis</td></tr>
<tr><td>13</td><td>Rupture du fond de l'excavation d'origine hydraulique</td></tr>
<tr><td>14</td><td>Stabilité du massif d'ancrage</td></tr>
<tr><td>15</td><td>Stabilité générale du site</td></tr>
<tr><td>ELS</td><td>16</td><td>Justification à l'état limite de service</td></tr>
<tr><td colspan="2">Divers</td><td>17</td><td>Documents justificatifs des calculs</td></tr>
</table>

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

Annexes	Facteurs partiels	A	Facteurs partiels de sécurité
	Hypothèses de calcul	B	Disposition pour les écrans à inertie non uniforme
		C	Calcul de la pression des terres
		D	Effet d'une charge
		E	Prise en compte de l'eau
	MISS-k	F	Méthode MISS (coefficient de réaction)
	Appuis	G	Stabilité d'un massif d'ancrage
		H	Dispositions applicables aux tirants et aux butons
	Divers	I	Catégorie d'un ouvrage géotechnique
		J	Reconnaissance des terrains
		K	Stabilité générale du site
		L	Surveillance des travaux et suivi du comportement des ouvrages
	MISS-F	M	Méthode MISS (éléments finis)

2.1 Les principes de justification

La norme NF P 94-282 s'appuie conjointement sur les principes de la section 9 de l'Eurocode 7 – Partie 1, et de la section 8 pour les problématiques spécifiques des ancrages aux terrains. Selon les cas, les mécanismes de rupture, détaillés dans la section 9.2 de l'Eurocode 7 et rappelés dans la section de la présente norme, peuvent être analysés à la fois en termes d'ELU et d'ELS. À l'ELU pour les situations durables et transitoires, les approches de calcul 2 et 2* sont mises en œuvre. L'approche de calcul 3 reste réservée à l'utilisation de calculs numériques et à la vérification de la stabilité générale.

L'équilibre des forces verticales concerne uniquement des configurations particulières, correspondant par exemple aux configurations suivantes :

- les écrans ancrés par des niveaux de tirants très inclinés ou les écrans jouant également le rôle de fondations. Ces écrans nécessitent des vérifications en termes de portance ;
- les écrans encastrés dans un radier soumis à des pressions interstitielles, qui doivent faire l'objet de vérification en termes de résistance à l'arrachement ou à la traction.

Les mécanismes de rupture et les états limites à considérer sont reportés dans le tableau 7.2.

La norme NF P94-282 introduit trois modèles de calcul distincts :

- les modèles d'équilibre limite (MEL), basés sur l'équilibre des contraintes de poussée et de butée, sans tenir compte des déplacements nécessaires pour mobiliser ces valeurs limites ;
- deux modèles d'interaction sol-structure (MISS) :
  - les modèles aux coefficients de réaction (MISS-k), correspondant à la pratique française courante ;

– les méthodes numériques, et notamment la méthode des éléments ou des différences finis (MISS-F).

Le choix entre les différentes méthodes est contraint par la norme, et dépend des mécanismes étudiés (défaut de butée, efforts structurels, déplacements, etc.).

Tableau 7.2 – Correspondance entre mécanismes de rupture et états limites à vérifier

	Mécanismes de rupture		État limite	
			ELU	**ELS**
À vérifier systématiquement	Défaut de butée		Oui	Oui
À vérifier systématiquement	Stabilité générale		Oui	Non
À vérifier systématiquement	Résistance structurelle de l'écran		Oui	Oui
À vérifier systématiquement	Stabilité du fond de fouille	Mécanique (renard solide)	Oui	Non
Le cas échéant	Stabilité du fond de fouille	Hydraulique	Oui	Non
Le cas échéant	Stabilité des dispositifs d'appuis	Tirants scellés	Oui	Oui
Le cas échéant	Stabilité des dispositifs d'appuis	Autres appuis	Oui	Non
Le cas échéant	Défaut d'équilibre vertical	Portance	Oui	Oui
Le cas échéant	Défaut d'équilibre vertical	Résistance à l'arrachement	Oui	Oui
Le cas échéant	Déplacements		Non	Oui

2.2 Géométrie

Le niveau du fond de fouille doit tenir compte des phénomènes d'affouillement éventuels du terrain devant l'ouvrage. S'il n'est pas prévu ou pas possible de contrôler ce niveau, et si la butée devant l'écran joue un rôle important, une profondeur additionnelle du terrain doit être considérée. Cette profondeur, majorée à 50 cm, est égale à 10 % de la hauteur libre pour les écrans de soutènement.

Cette partie traite des hypothèses géométriques à prendre en compte, concernant le niveau du terrain à l'aval de l'écran, pour les justifications aux ELU faisant intervenir la butée. Certaines dispositions particulières s'appliquent dans les cas suivants :

- le niveau du terrain est susceptible de varier avec l'exploitation de l'ouvrage (affouillements potentiels engendrés par la navigabilité par exemple en l'absence d'un dispositif de protection) ;
- lors de travaux ou dans le cadre de l'exploitation de l'ouvrage, il n'est pas envisagé ou pas possible de contrôler suffisamment régulièrement ce niveau, et en conséquence de mettre en œuvre des mesures conservatoires ou de remédier à de potentielles modifications de ce niveau.

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

Dans les conditions précédentes, et pour déterminer la cote de calcul, il convient de considérer la profondeur additionnelle Δa définie de la manière suivante (figure 7.1) :

- pour les écrans autostables, Δa est égale à 10 % de la hauteur libre de l'écran ;
- pour les écrans appuyés, Δa est égale à 10 % de la distance entre la cote de l'appui le plus bas et le niveau théorique côté butée.

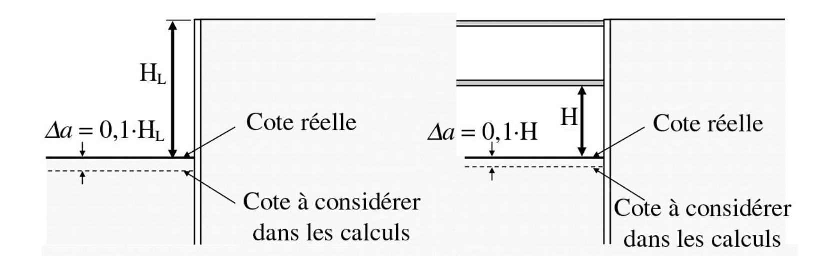


Figure 7.1 – Cote du fond de fouille à considérer

En règle générale, une valeur limite maximale égale à 0,5 m est retenue pour la hauteur complémentaire Δa. Cependant, des valeurs plus importantes peuvent être retenues, si des mécanismes particuliers pouvant modifier le niveau côté butée ont été identifiés (par exemple affouillements localisés liés aux hélices de bateaux). Dans ce dernier cas, il est cependant préférable d'orienter les choix de conception (protection, etc.) et/ou d'exploitation (auscultation et rétablissement de la géométrie théorique) afin de conserver un dimensionnement de l'écran raisonnable.

2.3 Prise en compte de l'eau

Les effets de l'eau doivent être évalués à partir de niveaux d'eau de référence en adéquation avec les situations de projet considérées, et en référence aux niveaux d'eau définis dans le chapitre 3.

Il convient par ailleurs de tenir compte des écoulements autour d'un écran de soutènement pour définir les pressions d'eau et les forces d'écoulement. Dans le cas des écrans de soutènement, il convient de considérer les effets (souvent défavorables) suivants :

- l'anisotropie des perméabilités ;
- les caractéristiques géométriques de la fouille : largeur de la fouille, présence d'angle rentrant, etc. ;
- les hétérogénéités des sols.

Étant données les différentes incertitudes liées aux points précédents, des dispositions constructives (puits d'exhaure par exemple) visant à réduire les pressions d'eau et les forces d'écoulement sont souvent plus pertinentes que la précision des modèles de calculs et le choix des coefficients partiels pour éviter une instabilité du fond de l'excavation d'origine hydraulique.

2.4 Estimations des efforts de poussée et de butée limite

La détermination des coefficients de poussée et de butée est traitée par l'annexe C de la norme NF P 94-282. Il convient d'utiliser, selon les cas :

- les tables de Kerisel et Absi pour déterminer les valeurs de poussée et de butée liées au seul poids volumique des terrains mais également à la présence d'une surcharge uniforme ;
- ces mêmes tables complétées par la théorie des états correspondants pour déterminer les valeurs de poussée et de butée liées à la cohésion des terrains.

Cette détermination nécessite le choix préalable de l'obliquité des efforts de poussée Δ_a et de butée Δ_b. Ce choix doit tenir compte des différents éléments suivants :

- le mode de mise en œuvre (fonçage, forage, etc.) ;
- le matériau constitutif de l'écran ;
- le mode de déformation (présence d'appuis) ;
- le phasage d'excavation ou de remblaiement.

Les figures 7.2 et 7.3 ci-dessous présentent les valeurs des coefficients de poussée et de butée liées au poids volumique des terrains et à la présence de surcharges pour différentes valeurs-types de l'inclinaison.

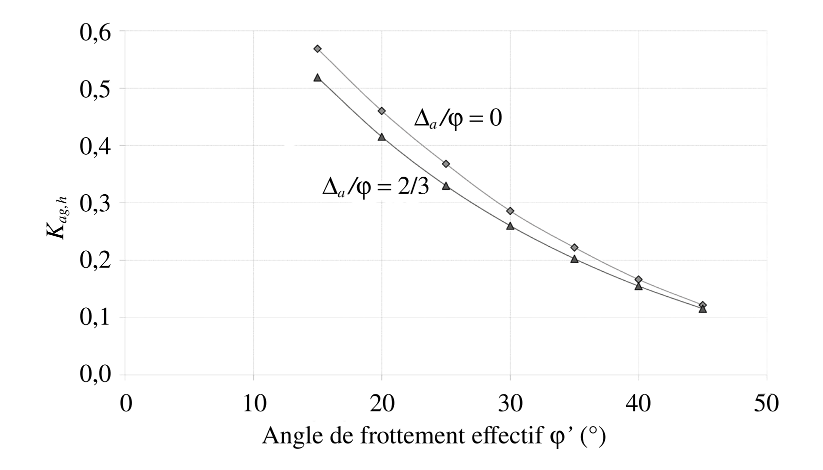


Figure 7.2 – Valeurs indicatives des coefficients de poussée horizontale K_{ag} et K_{aq}

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

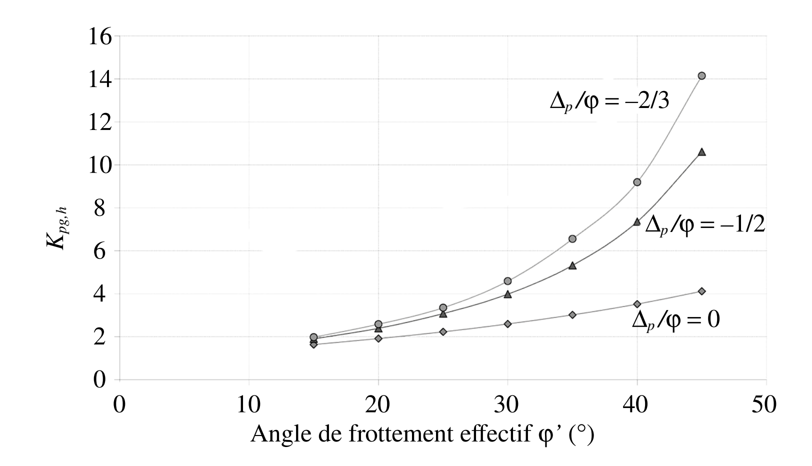


Figure 7.3 – Valeurs indicatives des coefficients de butée horizontale K_{pg}

2.5 Surcharges localisées et talus

La prise en compte des surcharges localisées est traitée par l'annexe D de la norme NF P 94-282.

Les méthodes élastiques (Annexe D.2) ou plastiques (Annexe D.3) peuvent indifféremment être utilisées pour évaluer l'effet des surcharges localisées sur les écrans de soutènement.

Dans le cas particulier de talus situés à proximité de l'écran, les méthodes élastiques et pastiques conduisent systématiquement à une sous-évaluation des pressions générées par les remblais. Leur utilisation est en conséquence proscrite. La méthode de Houy peut par exemple être utilisée.

2.6 Méthode aux coefficients de réaction

Pour les modèles aux coefficients réaction (MISS-k), il est nécessaire de préciser des paramètres complémentaires, pour tenir compte notamment :

- de la rigidité de l'écran ;
- de la pression horizontale des terres au repos ou initial, en introduisant le coefficient de pression des terres au repos K_0 ;
- de la mobilisation progressive de la pression de poussée butée avec le déplacement horizontal de chaque section d'écran.

a) Rigidité de l'écran

La détermination des paramètres spécifiques à la méthode MISS basée sur l'utilisation de modèle aux coefficients de réaction est détaillée dans l'annexe F de la norme NF P 94-282.

Concernant la rigidité en flexion des écrans continus et plans, le produit *EI* est généralement utilisé avec :

- E : le module d'Young du matériau constituant l'écran. Pour les écrans métalliques, un module égal à 210 000 MPa peut être systématiquement considéré. Pour les écrans en béton armé, les aciers sont généralement négligés choix entre les modules de déformation à court et long terme doit être étudié au vu de la situation de calcul considérée ;
- I : l'inertie de l'écran, tenant compte des éventuelles réductions liées à la corrosion.

Pour les écrans constitués de palplanches de type U, des réductions s'appliquent pour tenir compte des défauts de transmission des efforts de cisaillement au niveau des serrures entre palplanches successives.

Enfin, pour les écrans de soutènement circulaires, il convient d'introduire la rigidité circulaire K_c calculée de la façon suivante :

$$K_c = \frac{Ee}{R^2}$$

Avec : e l'épaisseur de lierne de l'écran (devant tenir compte des contraintes ou défauts d'implantation et des tolérances d'exécution), R le rayon de l'écran.

b) Coefficients de réaction

Le coefficient de réaction permet de relier le déplacement horizontal d'une section d'écran et la pression horizontale s'appliquant sur l'écran, tant que cette dernière reste comprise entre les pressions limites de poussée et de butée.

Plusieurs méthodes ont été développées par différents auteurs, en se basant sur différentes considérations théoriques et empiriques. Les principales formules désormais utilisées en France sont les suivantes :

- Les formules de Ménard *et al.* (1964) complétées par Balay (1984), permettant de tenir également compte des phases de la mise en tension des tirants scellés précontraints.
- Les formules de Schmitt (1995), développées notamment pour des écrans rigides.
- Les formules de Chadeisson (1961) complétées par Monnet (1994), développées pour des parois moulées dans des terrains compacts.

L'annexe F de la norme propose quant à elle de retenir l'expression suivante pour l'estimation du coefficient de réaction k_h, adaptée de la formule de Schmitt :

$$k_h = 2{,}0\frac{\left(E_M/\alpha\right)^{4/3}}{EI^{1/3}}$$

Avec E_M le module pressiométrique Ménard, α le coefficient rhéologique, EI le produit d'inertie du rideau.

Des valeurs plus importantes peuvent être considérées en cas de fiche particulièrement courte ou pour des excavations présentant des parois parallèles et opposées rapprochées.

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

c) Rigidité des appuis

Dans le cas de « simples » butons appuyés sur un écran opposé et identique, la raideur de l'appui K_T est alors égale à :

$$K_T = \frac{2ES}{L}$$

Avec : E le module d'Young de l'acier, S la section du tirant en partie courante (calculée avec un diamètre éventuellement diminué d'une épaisseur sacrifiée à la corrosion) et L la longueur du buton.

Dans ce cas de tirants scellés, la raideur de l'appui est calculée conventionnement de la façon suivante :

$$K_T = \frac{ES}{L_l + L_s/2}$$

Avec : L_1 la longueur libre et L_σ la longueur utile.

Dans les autres cas (tirant ancré dans un contre rideau, une dalle de frottement ou buton appuyé sur un massif de réaction par exemple), la raideur de l'appui K_{MA} est prise en compte par sa raideur propre calculée comme la combinaison des raideurs propres aux tirants K_T et à l'appui arrière ou au massif d'appui K_{AA} selon :

$$\frac{1}{K_{MA}} = \frac{1}{K_T} + \frac{1}{K_{AA}}$$

Avec : K_T la raideur de l'élément de liaison de longueur L calculée par :

$$K_T = \frac{2ES}{L}$$

Par ailleurs, la raideur K_{AA} du massif d'ancrage est évaluée en déterminant le comportement effort/déplacement du massif d'ancrage (traction dans le cas de tirants ancrés dans un corps mort, compression dans le cas d'une semelle superficielle). Si cette raideur est évaluée en tenant compte de lois de comportement non linéaire, une approche itérative est souvent nécessaire pour adopter la valeur de K_{AA} pertinente.

2.7 Écrans non uniformes

a) Calcul des poussées et des butées sous le fond de fouille

Pour le calcul des poussées et des butées s'appliquant sur les éléments principaux sous le fond de fouille, il convient de tenir compte de la plus défavorable des deux configurations suivantes :

- en considérant les pressions de poussées et les butées déterminées pour un écran plan tout en appliquant un coefficient d'épanouissement permettant de tenir compte du caractère tridimensionnel du problème ;
- en considérant l'élément principal comme un élément de fondation profonde isolé.

Le coefficient d'épanouissement (ou de diffusion) C_{diff} peut être obtenu en distinguant le caractère frottant ou cohérent des terrains, et en se référant aux notations de la figure 7.4.

Pour une paroi composite dont les éléments principaux seraient constitués par des pieux circulaires, cela revient à considérer un coefficient d'épanouissement égal à :

- 2 pour les sols cohérents ;
- 3 pour les sols frottants.

Il convient par ailleurs de vérifier que les efforts de poussée ou de butée obtenus par la présente méthode de calcul n'excèdent pas les efforts obtenus pour un écran plan.

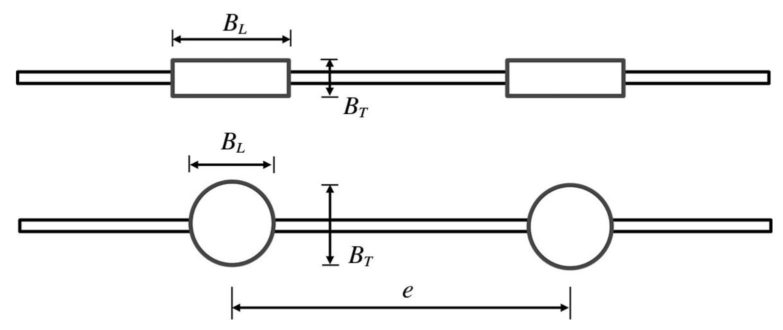


Figure 7.4 – Géométries d'écrans à inertie non uniforme

b) Hypothèses pour les vérifications structurelles

Pour mener les calculs d'une paroi berlinoise (ou assimilée), il convient de préciser les points suivants :

- au-dessus du fond de fouille, les inerties des éléments principaux sont à considérer dans tous les cas. L'inertie du voile peut également être considérée si la connexion entre les éléments principaux et le voile a été justifiée vis-à-vis des moments de flexion et des efforts tranchants ;
- sous le fond de fouille, seule l'inertie des éléments principaux doit être prise en compte.

Lors du choix de l'inertie des éléments principaux, et dans le cas de l'utilisation de profilés métalliques noyés dans du béton (de type « H » par exemple) ou remplis de béton (profilés tubulaires), il est loisible de prendre en compte la section de béton comprimé dans le calcul de l'inertie.

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

3 Défaut de butée

Le défaut de butée peut être regardé de différentes façons selon que :

- l'écran est autostable ;
- l'écran ou présente un ou plusieurs niveaux d'appui ou est un écran circulaire[1].

1. Les écrans circulaires considérés ici sont supposés pouvoir « travailler orthoradialement » en compression (paroi moulée, paroi au coulis, pieux sécants) ou en traction (gabionnades de palplanches plates par exemple).

3.1 Écrans autostables

Pour les écrans autostables, la justification de la fiche est à effectuer impérativement avec un modèle d'équilibre limite. Le schéma de calcul du rideau encastré fait intervenir une rotation autour du point de moment nul est alors à retenir. Au-dessous de ce point particulier, cette rotation se traduit par l'apparition d'une zone de contre-butée.

Afin d'équilibrer l'écran de soutènement, il est nécessaire alors d'imposer une hypothèse complémentaire. La norme prend le parti d'allonger forfaitairement de 20 % la fiche de l'écran au-delà d'une pression nulle[2] (méthode de Blum) : ce choix présente l'avantage d'être compatible avec l'approche aux facteurs partiels. Cette méthode se met en œuvre de la façon suivante selon l'approche de calcul 2 :

- détermination des pressions de poussée et butée limites de calcul et de la profondeur z_0 du point de pression nulle telle que :

$$\sigma_{a,d} = \gamma_a \sigma_{a,k} = \sigma_{p,d} = \frac{\sigma_{p,k}}{\gamma_R}$$

- détermination des efforts de poussée et butée de calcul ;
- détermination des moments de poussée et de butée de calcul, du point de moment nul et obtention de la fiche f'

$$M_{a,d} = \gamma_a M_{a,k} \leq M_{p,d} = \frac{M_{p,k}}{\gamma_R}$$

- obtention de la fiche f à retenir par majoration de la fiche f' selon la formule suivante :

$$f = f' + 0{,}2(f' - z_0)$$

La contre-butée de calcul C_d peut alors être déterminée en assurant par ailleurs l'équilibre horizontal.

$$C_d + F_{a,d} - F_{p,d} = 0$$

Dans le cas éventuel où les terrains présentent des caractéristiques plus faibles sous le pied de l'écran, il est nécessaire de vérifier l'admissibilité de cet effort.

Une alternative réside dans l'application des coefficients partiels uniquement sur les termes de butée ($\gamma_a . \gamma_R$). Cette procédure ne modifie ni la position du point de pression nulle, ni la longueur de la fiche. En revanche, elle conduit à des moments plus faibles dans un rapport égal au coefficient partiel γ_a (les moments sont donc 1,35 fois inférieurs). Cette différence entre les deux méthodes n'est toutefois pas un sujet de débat puisque la norme, notamment dans son amendement, recommande de vérifier les moments avec une méthode de calcul MISS-k.

2. Où les pressions de poussée et de butée sont égales.

3.2 Écrans tirantés

Pour les autres écrans, présentant un ou plusieurs niveaux d'appuis ou dans le cas d'écrans circulaires différents modèles peuvent être mis en œuvre :

- le modèle à l'équilibre limite MEL, qui doit être cependant réservé aux écrans présentant un seul niveau d'appui. Deux schémas de calcul différents peuvent alors être considérés :
  - schéma de calcul de la butée simple ;
  - schéma de calcul du rideau encastré, décrit précédemment.
- les modèles d'interaction sols-structures, MISS, applicables à tous les écrans non autostables.

a) Modèle à l'équilibre limite (MEL)

Si le modèle d'équilibre limite associé à un schéma de calcul de la butée simple est utilisé, la fiche est obtenue en s'attachant à vérifier l'équilibre des moments, respectivement notés M_a et M_p, liés aux efforts de poussée et de butée.

Dans la pratique, pour un écran présentant un seul niveau d'appui, cet équilibre est effectué au point de liaison entre l'écran et le tirant. Dans le cadre de l'approche de calcul 2, la fiche f permettant l'équilibre des moments peut alors être directement retenue, telle que :

$$M_{a,d} = 1{,}35 M_{a,k} \leq M_{p,d} = \frac{M_{p,k}}{1{,}4}$$

Pour les écrans provisoires, et pour lesquels les problématiques de butée ne constituent pas un phénomène sensible, le facteur partiel 1,4 peut être remplacé par 1,1. L'inégalité suivante est alors à vérifier :

$$M_{a,d} = 1{,}35 M_{a,k} \leq M_{p,d} = \frac{M_{p,k}}{1{,}1}$$

L'équilibre des efforts horizontaux permet d'obtenir directement l'effort horizontal de calcul $F_{\text{appui},d}$ dans l'appui, en écrivant :

$$F_{\text{appui},d} + F_{p,d} = F_{a,d}$$

Comme pour la méthode MEL, il est possible d'appliquer les coefficients partiels uniquement sur les termes de butée. Le point de pression nulle et la fiche ne sont pas affectés tandis que le moment obtenu est diminué dans un rapport égal au coefficient partiel γ_a (les moments sont donc 1,35 fois inférieurs). Comme précédemment, cette différence entre les deux méthodes n'est toutefois pas un sujet de débat puisque la norme, notamment dans son amendement, recommande de vérifier les moments avec une méthode de calcul MISS-k.

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

b) Modèles d'interaction sols-structures (MISS)

Dans le cas général[3], c'est l'approche de calcul 2* qui est appliquée et la fiche est réputée vérifiée si la butée mobilisée de calcul (notée B_{mob}) reste inférieure à la butée mobilisable de calcul (figure 7.5), selon l'expression suivante :

$$B_{mob,d} = 1{,}35 B_{mob,k} \leq R_{b,d} = \frac{R_{b,k}}{1{,}4}$$

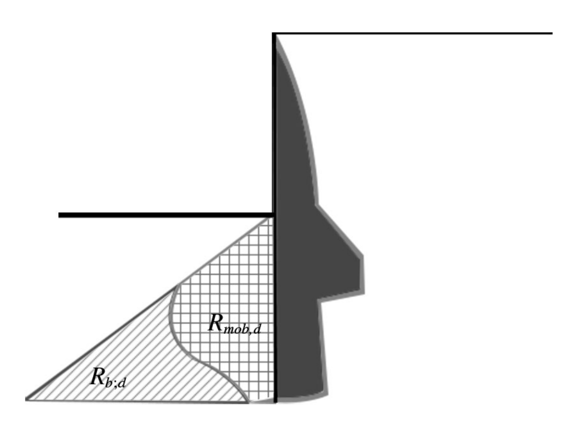


Figure 7.5 – Justification de la fiche pour les modèles MISS

Pour les écrans provisoires, et pour lesquels les problématiques de butée ne constituent pas un phénomène sensible, le facteur partiel 1,4 peut être remplacé par 1,1 comme précédemment. L'inégalité suivante est alors à vérifier :

$$B_{mob,d} = 1{,}35 B_{mob,k} \leq R_{b,d} = \frac{R_{b,k}}{1{,}1}$$

4 Résistance structurelle de l'écran

La résistance structurelle est réalisée selon les eurocodes pertinents : notamment l'Eurocode 2 pour les structures en béton et l'Eurocode 3 pour les structures en acier.

Cette justification nécessite deux étapes :

a. détermination des efforts de calcul ;

b. vérification de leur admissibilité.

3. Si des modélisations numériques sont spécifiquement réalisées (MISS-F), il est également possible de justifier la fiche en pondérant les paramètres à la source (procédures « c-phi reduction » notamment).

4.1 Obtention des efforts de calcul

Les efforts de calcul (moments fléchissants et efforts tranchants) peuvent être obtenus de différentes façons, selon le modèle et l'approche de calcul retenue :

- directement :
  - si le modèle d'équilibre limite (MEL) associé à l'approche de calcul 2 a été retenu ;
  - si le modèle d'interaction sols-structures (MISS) associé à une approche de calcul 3 a été retenu ;
- indirectement si l'approche de calcul 2* est appliquée, par pondération par 1,35 des efforts issus d'un modèle MISS réalisé sans pondérations[4].

4.2 Cas particulier des structures en béton et béton armé

Des dispositions particulières pour ces structures, en plus des dispositions détaillées dans l'Eurocode 2. Il doit être vérifié que la contrainte de compression dans le béton reste inférieure aux bornes suivantes.

- Contrainte moyenne :

$$0{,}3k_3 f_{ck}^*$$

- Contrainte maximale :

$$\text{Min}(0{,}6k_3 f_{ck}^* ; f_{ck})$$

Où :

$k_1 = 1{,}3$, $k_2 = 1$ et f_{ck} est donné par la formule suivante :

$$f_{ck} = \frac{\min\left(f_{ck}(t), C_{\max}, f_{ck}(28j)\right)}{k_1 k_2}$$

Par ailleurs, dans le cas particulier des écrans circulaires, la contrainte « orthoradiale » $\sigma_{\theta\theta}$ dans la paroi peut être obtenue en utilisant l'équation suivante :

$$\sigma_{\theta\theta} = \frac{pR}{e}$$

avec p la pression s'appliquant sur l'écran (égale $\sigma_a - \sigma_b$ sous le fond de fouille et à la pression de poussée σ_a au dessus du fond de fouille), R le rayon de l'excavation circulaire et e son épaisseur, devant tenir compte des tolérances d'implantation et d'exécution).

4.3 Cas particulier des structures en acier

Pour ces structures, les dispositions de la norme NF EN 1993-5 (Eurocode 3) s'applique. Les principaux éléments sont repris ici.

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

4. Dans ce cas les charges variables sont cependant introduites dans le calcul avec un facteur partiel égal à 1,1 (≈ 1,5/1,35).

Le moment fléchissant est le principal paramètre dimensionnant, mais il convient de tenir compte des effets éventuels du flambement et du voilement et du cisaillement.

Pour les palplanches en acier, présentant une section transversale de type 1 ou 2, et si l'effort de cisaillement de calcul reste inférieur à 50 % de l'effort cisaillement résistant de calcul, le moment résistant de calcul s'obtient en appliquant la formule suivante :

$$M_{R,d} = \beta_B W_{pl} f_y$$

où f_y est la limite élastique, W_{pl} est le module de flexion plastique à utiliser pour les profilés de section, et β_B un coefficient égal à 1, hormis pour les profilés de palplanches de type U. Dans ce dernier cas, le tableau de la norme NF EN 1993-5\NA doit être utilisé.

Dans le cas de section transversale de classe 3, le module de flexion élastique W_{el} doit être utilisé au lieu du module de flexion plastique. Dans le cas de sections transversales de classe 4, il convient de se référer à la norme NF EN 1993-5.

5 Autres vérifications

5.1 Équilibre vertical

Le présent paragraphe concerne les configurations suivantes :

- écrans supportant des charges structurelles en tête ;
- écrans liés à un radier ;
- écrans ancrés par des tirants fortement inclinés.

Les écrans ne relevant pas des écrans visés par le présent chapitre ne nécessitent pas de vérifications particulières vis-à-vis de la problématique de stabilité verticale.

Lorsque l'équilibre vertical est à justifier, il est nécessaire de vérifier :

- en compression :

$$F_{c,d} \leq R_{c,d}$$

- en traction :

$$F_{t,d} \leq R_{t,d}$$

avec $F_{c,d}$ et $F_{t,d}$ action verticale de calcul transmise par l'écran au sol et $R_{c/t;d}$ la résistance en compression ou en traction de calcul.

Le choix des frottements axiaux unitaires et de la résistance sous la base éventuelle peut être effectué conformément à la norme NF P 94-262.

Concernant les seules justifications ELU de la portance du terrain (en cas de charges verticales descendantes), des dispositions particulières s'appliquent. Il convient en effet de justifier la stabilité verticale de la paroi en tenant compte de l'interaction entre les équilibres horizontaux et verticaux.

En particulier, si le point d'effort tranchant nul peut être facilement identifié, il est admis de mener un calcul simplifié comprenant les étapes suivantes :

- de négliger le frottement au-dessus du point d'effort tranchant nul côté amont (zone en poussée) dans la détermination de la résistance en compression $R_{c,d}$;

- de tenir compte de la composante verticale de la poussée des terres pour l'estimation de l'action verticale de calcul $F_{c,d}$:

$$F_{c,d} = V_d + F_{a,d}$$

avec V_d les descentes de charge structurelles sur l'écran (charges en tête d'écran, éléments annexes et effort liés aux tirants inclinés éventuels, etc.) et $F_{a,d}$ la composante verticale de la poussée des terres.

Si la précédente inégalité ne peut pas être vérifiée, il convient de modifier l'obliquité des pressions des terres considérée dans l'équilibre horizontal.

5.2 Appuis

Les appuis se répartissent entre les différentes catégories d'ouvrages suivantes :

- tirants, ancrés directement dans le terrain (alors appelés ancrages, le plus souvent scellés dans le terrain) ou dans un élément d'ouvrage annexe (contre-rideau, dalle de répartition, etc) qui permettent de retenir l'écran de soutènement, et qui peuvent poser des problématiques variés ;
- butons, nécessitant principalement des vérifications de type structurelles, hormis pour les butons inclinés appuyés sur le sol par l'intermédiaire d'une fondation superficielle.

a) Butons

Les butons travaillant en compression doivent être vérifiés en tenant compte du flambement.

En cas d'appui sur une semelle superficielle, les dispositions de la norme NF P 94-261 s'appliquent. Des éléments sur la prise en compte de l'inclinaison de la base peuvent être trouvés dans les méthodes de calcul analytiques de la portance.

b) Justification géotechnique des ancrages

Du point de vue géotechnique, la justification de ce type d'ouvrage nécessite la réalisation systématique d'essais de traction à la rupture. Ces essais peuvent être de plusieurs natures :

- préalables, s'ils servent à définir les hypothèses de dimensionnement ;
- de contrôle (appelés dans la pratique française « essais de conformité »), s'ils servent à vérifier ces mêmes hypothèses.

Les ancrages visés par l'Eurocode 7 visent notamment deux points fondamentaux :

- la présence d'une longueur libre de 5 m ;
- et d'autre part la réalisation systématique d'essais de réception.

C'est pourquoi ils sont à considérer de façon particulière. Ils expliquent en effet le remaniement de la section 8 de l'Eurocode 7 (par le biais d'un amendement spécifique), et certaines incompatibilités avec la norme NF P 94-282.

Pour autant, dans certaines configurations, comme par exemple dans le cas des soutènements souples ne nécessitant pas de critères de déplacements, la nécessité de tester systématiquement tous les ancrages ou de ménager systématiquement une longueur libre

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

n'est pas avérée. L'ancrage est alors assimilable à un pieu travaillant en traction : les règles afférentes aux pieux travaillant en traction doivent alors être utilisées.

Le cas général reste le cas où tous les ancrages font l'objet d'un essai de réception.

À l'ELU, la résistance caractéristique $R_{t,k}$ est obtenue à partir du minimum des différentes résistances obtenues $R_{t,me\sigma}$ lors des essais à la rupture réalisés.

$$R_{t,k} = \min(R_{t,me\sigma})$$

$$R_{t,d} = \frac{R_{t,k}}{\gamma_{a,ELU}}$$

où le facteur sur la résistance de l'ancrage $\gamma_{a,ELU}$ est égal à 1,1 quelle que soit la durée de vie de l'ouvrage.

À l'ELS, la charge critique de fluage caractéristique $R_{t,cr,k}$ est obtenue à partir du minimum des charges critiques obtenues lors des essais à la rupture réalisés.

$$R_{t,cr,k} = \min(R_{t,cr,me\sigma})$$

$$R_{t,d,ELS} = \frac{R_{t,cr,k}}{\gamma_{a,ELS}}$$

où le facteur sur la résistance de l'ancrage $\gamma_{a,EL\Sigma}$ à 1,2 pour les ouvrages permanents, 1,1 pour les ouvrages temporaires (durée de vie inférieure à 18 mois).

En phase de prédimensionnement, un facteur de modèle doit être utilisé pour dériver la valeur caractéristique de la résistance en traction $\gamma_{R,d}$, traduisant la dispersion de la méthode de calcul. Ce coefficient doit être supérieur ou égal 1,4. Si les abaques issus des recommandations TA95 sont utilisés, la valeur de 1,4 peut être obtenue. La résistance caractéristique s'obtient) à partir de la résistance déterminée à partir des abaques $R_{t,\text{abaque}}$ par exemple de la façon suivante :

$$R_{t,k} = \frac{R_{t,\text{abaque}}}{\gamma_{R,d}} = \frac{R_{t,\text{abaque}}}{1,4}$$

c) Justification géotechnique des autres tirants

Ces ouvrages ne posent pas de difficulté particulière. Les contre-rideaux doivent par exemple être justifiés en retenant des méthodes et des niveaux de sécurité identiques aux rideaux présentant un ou plusieurs niveaux d'appuis. Dans le cas de tirants ancrés dans une dalle de frottement, les règles s'appliquant aux fondations superficielles s'appliquent.

5.3 Justification structurelle

À l'ELU, il convient de vérifier que la traction de calcul P_d reste inférieure à la résistance de calcul du tirant $R_{t,d}$.

$$P_d \leq R_{r,d} = \frac{R_{t,dk}}{\gamma_{R,d}}$$

Le facteur partiel de modèle γ_{Rd} prend les valeurs indiquées dans le tableau 7.3.

Tableau 7.3 – Facteurs partiels pour la résistance structurelle des ancrages

	Permanents (> 24 mois)	**Provisoires (≤ 24 mois)**
Aciers de construction ou de béton armé	1	1
Aciers de précontrainte	1,05	0,85

La résistance traction de calcul $R_{t,d}$ est déterminée selon l'Eurocode 3.

La justification à l'ELS n'est généralement exigée que pour les tirants en aciers de construction et est à effectuer selon l'Eurocode 3.

5.4 Stabilité du massif d'ancrage

En cas d'utilisation de tirants, et quelle que soit la technique, il convient par ailleurs de vérifier la stabilité d'ensemble du bloc de sol compris entre le rideau principal et les tirants.

Ces vérifications peuvent se faire de différentes façons

- par construction géométrique (épure de Rankine, figure 7.6), consistant simplement à vérifier « graphiquement » l'absence d'interaction entre le rideau principal et le massif d'ancrage,
- méthode de Kranz (et méthodes dérivées), si la méthode simplifiée précédente ne permet pas de satisfaire la stabilité d'ensemble.

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

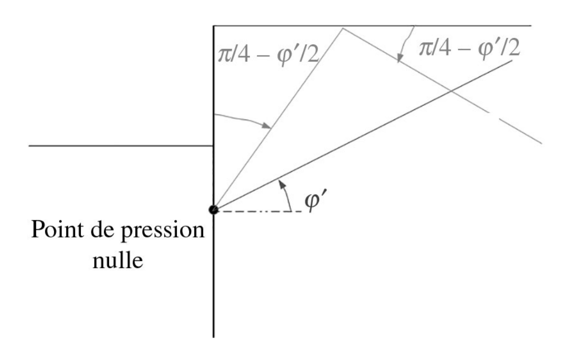


Figure 7.6 – Épure de Rankine

Si la méthode de Kranz est utilisée, un facteur de sécurité global égal à 1,5 est recherché : l'effort de traction à l'ELS dans les tirants, préalablement multiplié par 1,1 × 1,35, doit rester inférieur à l'effort minimal conduisant à l'instabilité du bloc de sol étudié.

Si jamais cette vérification n'est pas satisfaite, il convient :

- soit d'éloigner du rideau principal le massif d'ancrage des tirants ;
- soit de réduire la traction dans ces derniers.

5.5 Stabilité du fond de fouille

La stabilité du fond de fouille doit être vérifiée :

- vis-à-vis des problématiques hydrauliques, qui seront spécifiquement abordées dans le chapitre 4 ;
- vis-à-vis de la stabilité mécanique, en étudiant les phénomènes de renard solide.

La stabilité géotechnique du fond de l'excavation autour de l'écran doit être assurée au cours des différentes phases de construction et éventuellement de son utilisation. Elle est à vérifier uniquement dans les configurations suivantes :

- les sols sous la base de l'écran présentent des propriétés mécaniques à court terme médiocres ;
- les sols présents côté butée sont le siège d'un écoulement ascendant significatif.

Entraînez-vous

7.1 Écran autostable

L'ouvrage projeté est un écran autostable définitif constitué d'un rideau de palplanches métalliques préalablement foncé, permettant la réalisation d'une excavation à 4 m de profondeur. Le profil considéré est reporté sur la figure 7.7.

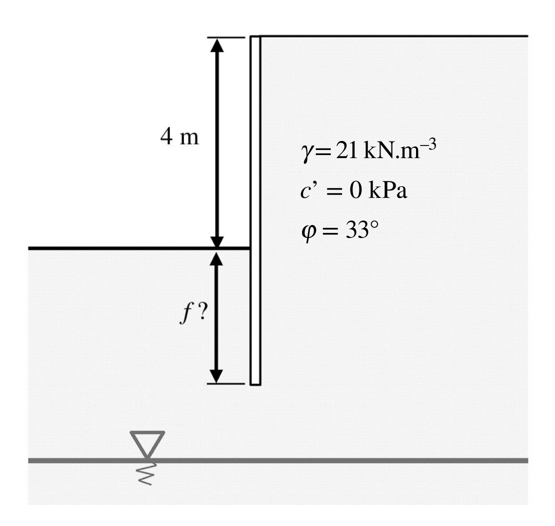


Figure 7.7 – Coupe étudiée

Le projet présente les caractéristiques complémentaires suivantes. Le terrain naturel initial est horizontal. Aucune surcharge n'est considérée. Les terrains sont constitués de sables homogènes.

Le niveau de nappe est situé suffisamment profondément pour ne pas être considéré dans les calculs.

7.2 Écran avec un niveau d'appui

L'ouvrage projeté est un écran provisoire constitué d'un rideau de palplanches métalliques préalablement foncé, permettant la réalisation d'une excavation de 6 m de profondeur. Le profil considéré est reporté sur la figure 7.8.

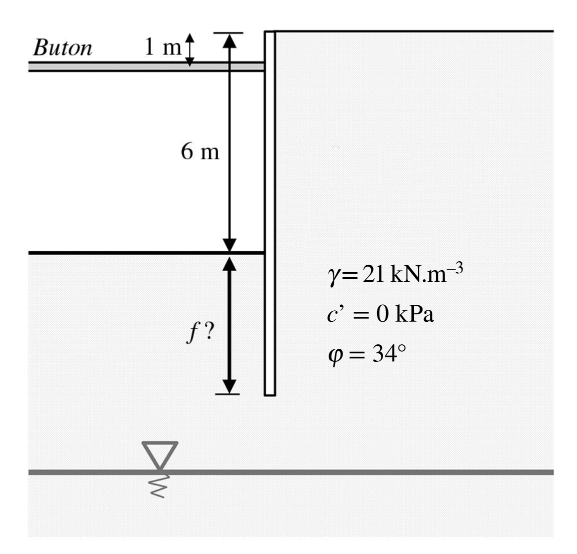


Figure 7.8 – Géométrie

Le projet présente les caractéristiques complémentaires suivantes. Le terrain naturel initial est horizontal. Aucune surcharge n'est considérée.

Les terrains sableux et homogènes rencontrés présentent les propriétés suivantes :

- Module pressiométrique $E_M = 12$ MPa.
- Coefficient rhéologique $\alpha = 1/2$.

Le niveau de nappe est situé suffisamment profondément pour ne pas être considéré dans les calculs.

Des palplanches présentant une inertie de 20 000 $cm^4.ml^{-1}$ seront considérées ($E = 200$ GPa).

Les appuis sont constitués par des butons horizontaux, normaux au plan de l'écran et espacés horizontalement de 3 m sont considérés. Le niveau de butons présente une rigidité globale (tenant compte de la souplesse de la lierne) de 10 000 $kN.ml^{-1}$. Le niveau de buton est mis en place après une première excavation à 1,50 m de profondeur.

7.3 Écran circulaire

La construction d'un puits circulaire de 40 m de diamètre intérieur et de 15 m de profondeur. Le puits est réalisé par paroi moulée présentant une épaisseur de 80 cm.

Les propriétés des sols sont le tableau 7.4.

Tableau 7.4 – Propriétés des sols

Sol	Base (m/TN)	γ(kN.m^{-3})	φ' (°)	c' (kPa)	E_M (MPa)	a	K_0
Remblai sableux	12	20	27	0	5,0	1/2	0,546
Sable limoneux	30	21	23	20	12,0	2/3	0,800

Le niveau caractéristique de l'eau est situé à 3 m sous le niveau du terrain naturel. À l'intérieur du puits, l'eau est rabattue au niveau du fond de fouille.

7.4 Écran discontinu : paroi berlinoise avec un niveau d'appui

Le soutènement est autostable, et est ultérieurement remblayé sur 4 m de hauteur. Les poteaux sont constitués de profilés métalliques de type HEB 360 espacés horizontalement de 2 m.

Aucun critère n'a été fixé relativement à la déformée de la paroi. Deux sols distincts sont considérés :

- sol en place constitué de sable limoneux ;
- le terrain remblayé.

Les propriétés mécaniques des terrains sont détaillées dans le tableau 7.5.

Tableau 7.5 – Propriétés des sols

Sol	γ(kN.m^{-3})	φ' (°)	c' (kPa)	p_{fM}(MPa)
Remblai sableux	21	35	0	–
Sable limoneux	20	32	0	1,9

Une nappe est située profondément sous l'ouvrage et ne sera pas prise en compte dans les calculs.

7.5 Justification d'ancrages scellés

Il s'agit ici de vérifier la justification d'ancrages scellés non précontraints et permanents, en reprenant les efforts issus de l'exercice 7.2.

Les efforts horizontaux seront considérés :

- 56 kN/ml à l'ELS,
- 75,6 kN/ml à l'ELU.

Les ancrages sont espacés horizontalement de 3 m et sont inclinés à 30° sous l'horizontale. Ils sont réalisés par forage et scellés au terrain par injection de façon globale et unitaire.

1. Au stade du prédimensionnement, justifier des ancrages en retenant un diamètre de 0,25 m et une longueur scellée de 5 m. Les terrains sont constitués de sols sableux sont caractérisés par une pression limite pressiométrique égale à 1,2 MPa.

2. Au début des travaux, trois essais de conformité, menés jusqu'à la rupture (essais de contrôle selon l'Eurocode 7) selon la norme NF EN ISO 22477-5, ont été mis en œuvre sur des ancrages présentant une longueur scellée de 5 m.

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau 7.6, détaillant la résistance mesurée $R_{t,me\sigma}$ et la traction critique de fluage mesurée $R_{t,cr,me\sigma}$ pour chacun des essais.

Tableau 7.6 – Résultats des essais sur les tirants

	$R_{t,mes}$ (kN)	$R_{t,cr,mes}$ (kN)
Essai 1	372	278
Essai 2	333	242
Essai 3	339	265

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

• Solutions



7.1 L'écran est entièrement justifié selon une méthode de calcul MEL. Dans un premier temps, les diagrammes de poussée et butée limites de calcul sont déterminés de part et d'autres de l'écran, en fonction de la profondeur *z,* suivant le raisonnement général suivant (l'axe vertical prend son origine au niveau du terrain naturel initial) :

- côté poussée : $\sigma_{a,d} = \gamma_{G\mathrm{sup}} K_{a,h} \gamma z$, où $\gamma_{G\mathrm{sup}} = 1{,}35$;
- cotée butée : $\sigma_{p,d} = \gamma_{R,b} K_{p,h} \gamma(z\text{-}H)$, où $\gamma_{R,b} = 1{,}4$ pour les ouvrages définitifs.

Les inclinaisons des poussées et butées limites sont fixées respectivement à 0 et –2/3 ϕ'. En utilisant les tables de Caquot et Kérisel, les coefficients de poussée et de butée horizontaux respectifs suivants sont retenus :

- côté poussée, $K_a = K_{a,h} = 0{,}295$;
- côté butée, $K_p = 6{,}7$, soit $K_{p,h} = 6{,}21$.

Les diagrammes des contraintes de calcul sont représentés sur la figure 7.9.

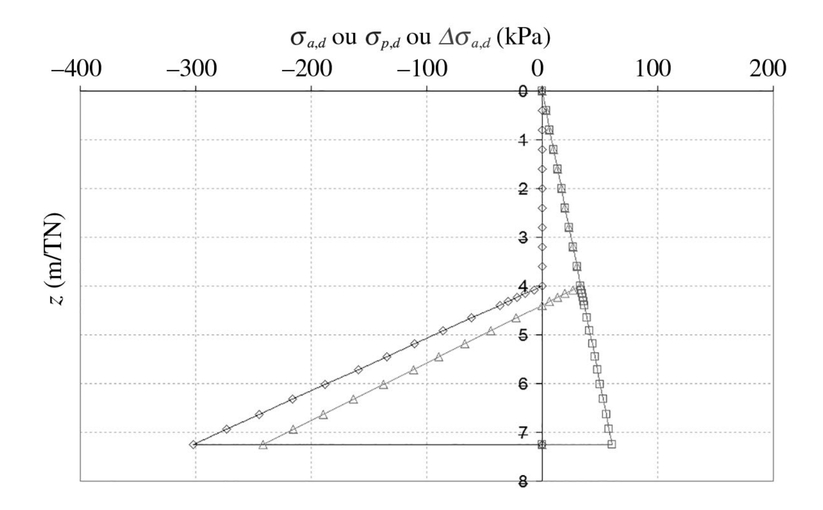


Figure 7.9 – Contraintes de calcul

• Justification de la fiche

Le point de pression (de calcul) nulle se trouve alors à 0,39 m ($\sigma_{a,d} = \sigma_{p,d} = 36{,}7$ kPa) sous le fond de fouille.

Le moment se calcule par doublé intégration des contraintes. Le point de moment (de calcul) nul se trouve à la cote de 3,24 m ($M_{ad} = M_{p,d} = 529{,}1$ kN.m/ml).

La fiche minimale *f* s'obtient alors en rajoutant à la cote précédente 20 % de la distance entre les deux points précédents. La fiche minimale *f* à retenir est alors égale à 3,24 + 0,2 (3,24 – 0,39) = 3,8 m.

En absence de terrains de moins bonne caractéristique au niveau de la fiche, il n'est pas nécessaire de vérifier l'admissibilité de la contre-butée.



- Détermination des efforts dans le soutènement

Les efforts tranchants et les moments fléchissants de calcul sont obtenus respectivement par simple puis double intégration des diagrammes de contrainte précédemment obtenus. Les diagrammes d'efforts obtenus sont représentés sur la figure 7.10.

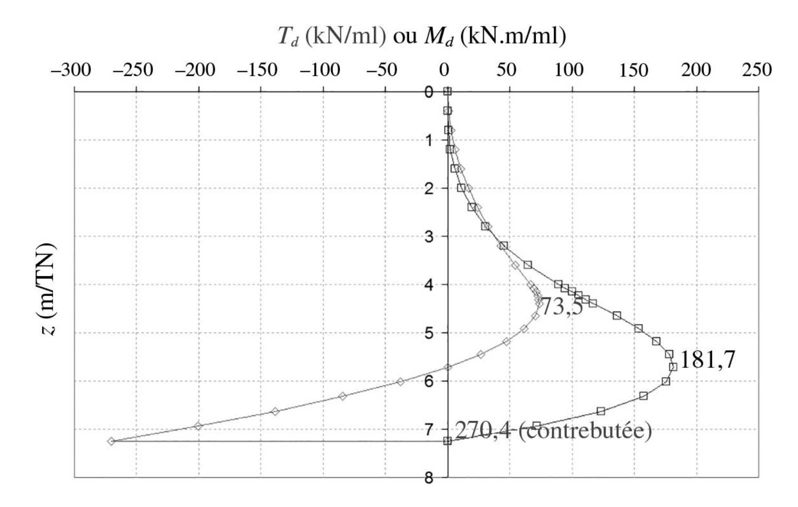


Figure 7.10 – Efforts tranchants et moments fléchissants

L'effort tranchant maximal de calcul est égal à 73,5 kN/ml et est obtenu à 0,39 m sous le niveau du fond de fouille (cote du point de pression nulle déterminée précédemment).

Le moment fléchissant maximal de calcul est égal à 181,7 kNm/ml (côté terre) et est obtenu à 1,71 m sous le fond de fouille (cote du point d'effort tranchant nul).

- Vérifications annexes

En absence de charges d'origine structurelle, il n'est pas nécessaire de vérifier l'équilibre vertical de l'écran.

En absence d'écoulement d'une part, et d'autre part du fait des terrains à caractère sableux, il n'est pas nécessaire de vérifier la stabilité du fond de fouille vis-à-vis des phénomènes de renard solide.

7.2 L'écran est regardé de plusieurs façons différentes :

- par une approche MEL en considérant la méthode de la butée simple ;
- par une approche MEL, méthode de Blum ;
- par une approche aux coefficients de réaction (méthode MISS-k).

Les hypothèses suivantes seront communes aux diverses approches. Les obliquités en poussée et butée limites sont fixées respectivement à 0 et –2/3 ϕ'. En utilisant les tables de Caquot et Kérisel, les coefficients de poussée et de butée horizontaux respectifs suivants sont retenus :

- côté poussée, $K_a = K_{a,h} = 0{,}283$;
- côté butée, $K_p = 7{,}4$, soit $K_{p,h} = 6{,}82$.



• Approche MEL et butée simple

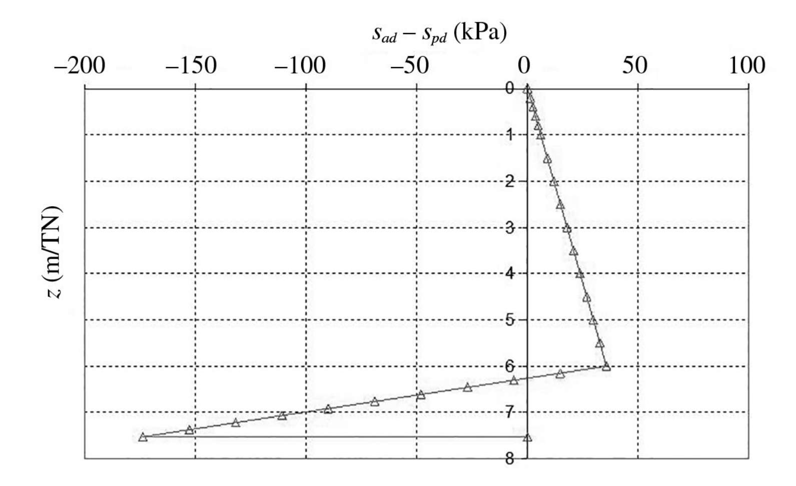


Figure 7.11 – Contraintes de calcul

Dans un premier temps, la fiche est recherchée. Celle-ci peut être facilement obtenue en cherchant l'équilibre des moments au niveau du tirant. Ainsi une fiche supérieure à 1,53 m est nécessaire.

Dans un second temps, l'équilibre des efforts horizontaux conduit à retenir un effort dans les butons égal à 75,7 kN/ml, soit 227 kN par buton en tenant compte de l'espacement entre les butons.

En tenant compte des résultats précédents, les diagrammes de contrainte, les efforts tranchant et moments de calcul correspondants sont reportés sur la figure 7.12.

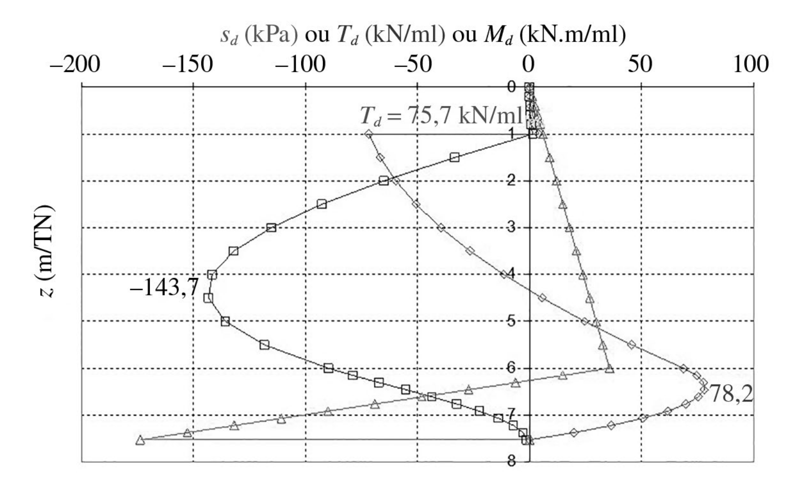


Figure 7.12 – Résultats MEL – méthode de butée simple

Ainsi, un moment fléchissant maximal égal à 143,7 kN.m/ml est notamment obtenu côté fouille.



- Approche MEL méthode de Blum

La méthode de Blum intègre la sécurité sans passer par l'approche aux coefficients partiels mais en imposant une condition supplémentaire sur la position du point de moment nul. La méthode impose en effet de superposer ce point avec le point de pression nulle. Notamment, il est ainsi évident que le niveau de sécurité est identique pour un ouvrage provisoire et définitif.

Cette approche conduit à retenir une fiche de 2,3 m.

Les contraintes, efforts tranchants et moments fléchissants de calcul (après pondération unique par 1,35) sont reportés sur la figure 7.13.

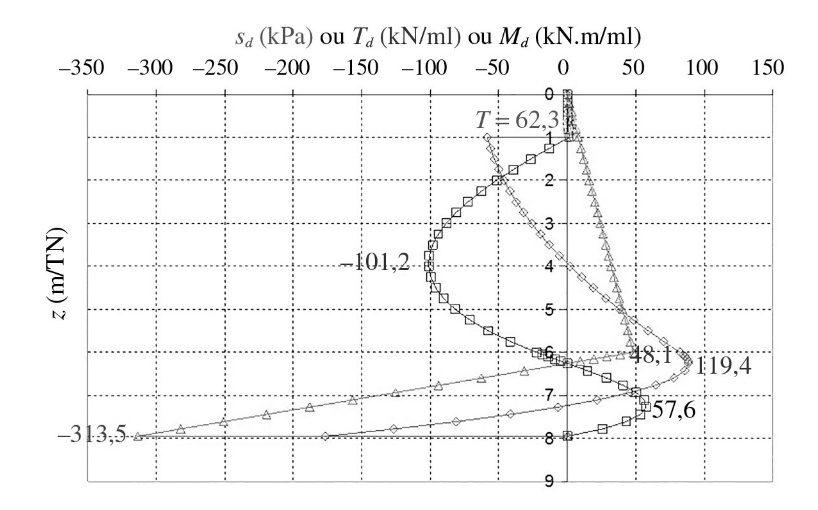


Figure 7.13 – Résultats MEL – méthode de Blum

Les valeurs suivantes sont notamment obtenues :

- un moment fléchissant de calcul maximal « côté fouille » égal à 101,2 kN.m/ml (contrairement à l'approche précédente, un certain moment se développe également « côté terre ») ;
- un effort de calcul dans les butons égal à 62,2 kN/ml, soit 186,6 kN par buton.

- Approche MISS-k

La fiche est obtenue quand le rapport butée mobilisée sur butée mobilisable devient égal à 1/1,35/1,1 = 0,670. Cette fiche est ainsi égale à 1,65 m.

La comparaison des contraintes de butée mobilisées et mobilisables est reportée en figure 7.14. La butée mobilisée correspond ainsi à un effort de 130 kN/ml tandis que la butée mobilisable (butée limite) correspond à un effort de 195 kN/ml.

Les résultats obtenus durant la dernière phase sont présentés sur la figure 7.15.



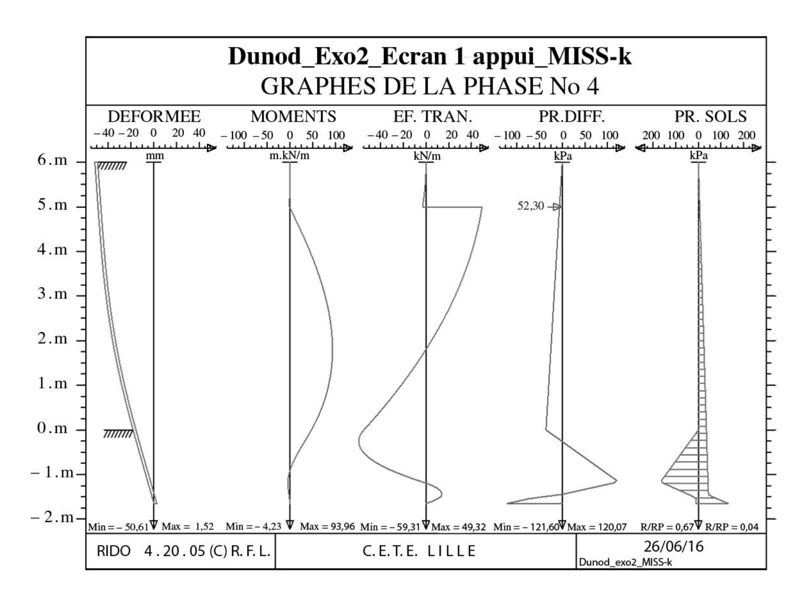


Figure 7.14 – Butées mobilisée et mobilisable

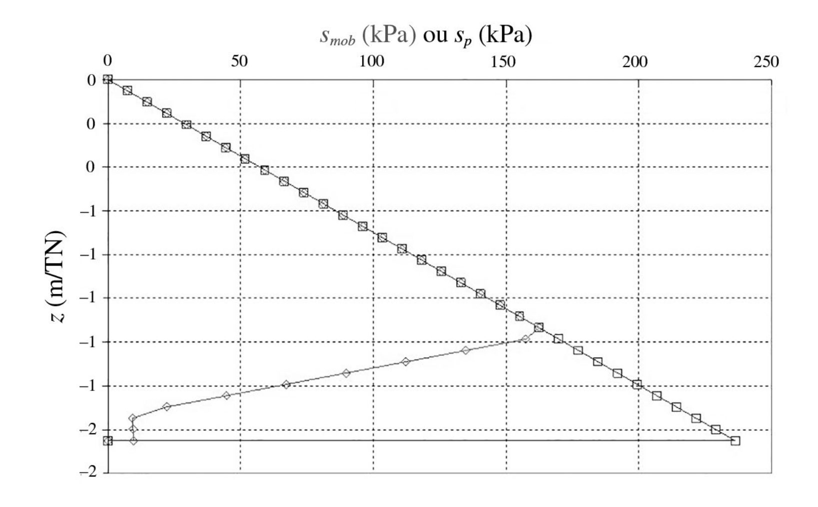


Figure 7.15 – Butées mobilisée et mobilisable

Les valeurs suivantes sont notamment obtenues :

- un moment fléchissant caractéristique maximal « côté fouille » égal à 94,0 kN.m/ml, soit un moment fléchissant de calcul maximal égal à 127 kN.m/ml ;
- un effort caractéristique dans les butons égal à 52,3 kN/ml, soit 211,8 kN par buton.

• Synthèse

Une synthèse des différents résultats est présentée dans le tableau 7.7.



Tableau 7.7 – Synthèse des résultats

	Fiche (m)	$M_{max,d}$ (kN/ml)	*Td* (kN)
MEL butée simple	1,53	144	227
MEL Blum	2,30	101	187
MISS-k	1,65	127	212

7.3 Étant donné la rigidité circulaire liée au caractère circulaire de l'écran, le calcul est effectué selon une approche aux coefficients de réaction (MISS-k).

La rigidité circulaire K_c doit donc être calculée, en utilisant la formule suivante :

$$K_c = \frac{Ee}{R^2}$$

Ce paramètre doit tenir compte des défauts géométriques, et notamment de la réduction de l'épaisseur *e* de la paroi moulée, du fait des deux phénomènes suivants :

- à la tolérance d'implantation, égale à 0,1 m ;
- à la déviation possible de l'outil avec la profondeur, prise ici égale à 1 %.

Dans un souci de simplification, une rigidité circulaire sera considérée sur l'ensemble de la hauteur de l'ouvrage et est calculée ainsi :

$$K_c = \frac{Ee_k}{R^2} = \frac{E\left(e - 2 * 0.1 - 2 * \left(15 + f\right) * 0.01\right)}{R^2}$$

La fiche est obtenue quand le rapport butée mobilisée sur butée mobilisable devient égal à 1/1,35/1,4 = 0,529. Cette fiche est ainsi égale à 9,1 m.

Les principaux résultats sont ensuite reportés sur la figure 7.16.

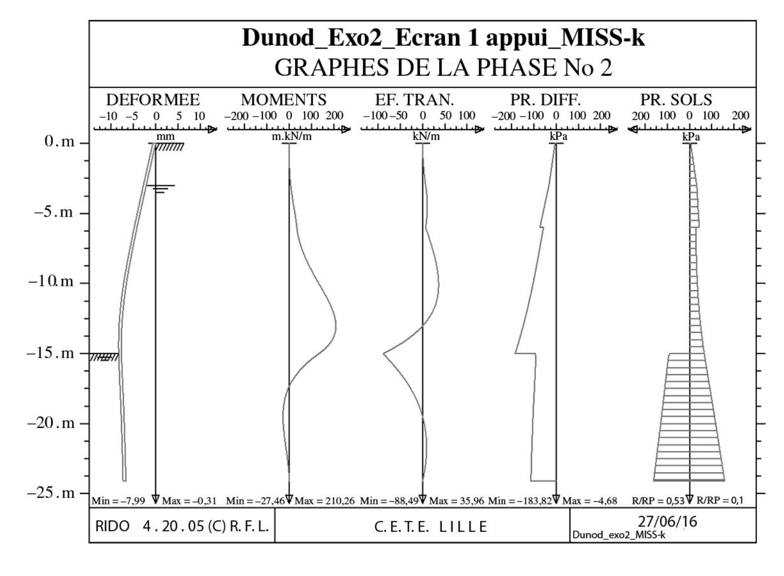


Figure 7.16 – Résultats obtenus



Ainsi un moment fléchissant caractéristique maximal côté fouille égal à 210 kN.m/ml est notamment obtenu. En mettant en œuvre l'approche 2*, un moment fléchissant de calcul maximal égal à 284 kN.m/ml.

Par ailleurs, il est intéressant d'étudier l'effort annulaire, et la contrainte orthoradiale σ_θ dans la paroi, en utilisant la formule suivante :

$$\sigma_\theta = \frac{\left(\sigma_a - \sigma_p\right)R}{e_k}$$

En tenant compte de l'épaisseur caractéristique variable avec la profondeur, les contraintes suivantes sont obtenues :

- contrainte maximale égale à 7,54 MPa est ainsi obtenue, au niveau du fond de fouille,
- contrainte moyenne égale à 3,95 MPa.

7.4 Les obliquités sont prises égales à 0 φ' et – 2/3 φ' respectivement côté poussée et butée. Les tables de Caquot, Kérisel et Absi sont utilisées pour la détermination des coefficients de poussée et de butée. Les coefficients de poussée et de butée ainsi obtenus sont détaillés dans le tableau 7.8.

Tableau 7.8 – Coefficients de poussée-butée pour un écran continu

Sol	φ' (°)	δ_a/φ'	d_p/φ'	K_{agh}	K_{aqh}	K_{pgh}
Remblai sableux	35	0	– 2/3	0,271	0,271	5,93
Sable limoneux	32	0	– 2/3	0,307	0,307	5,93

• Hypothèses particulières sous le fond de fouille

Sous le fond de fouille côté butée, il est nécessaire de comparer le plus défavorable des deux modèles suivants pour estimer les réactions de poussée et de butée limites, en utilisant :

- Soit les coefficients de poussée et butée limites valables pour un écran continu, en tenant compte du caractère discontinu de l'écran et de l'effet de diffusion. La contrainte de butée limite équivalente (ramenée au mètre linéaire) s'obtient alors de la façon suivante :

$$\sigma_p = \frac{BC_{diff}}{e_h} K_{p\gamma} \sigma_v$$

Dans le cas d'un sol frottant, un coefficient de diffusion égal à 3 est utilisé.

- Soit la pression de fluage pressiométrique p_{fM}*. La contrainte de butée limite équivalente (ramenée au mètre linéaire) s'obtient de la façon suivante :

$$\sigma_p = \frac{B}{e_h} p_{fM}{}^*$$



Un abattement est considéré à proximité de la surface (z < 4B pour les sols frottants).

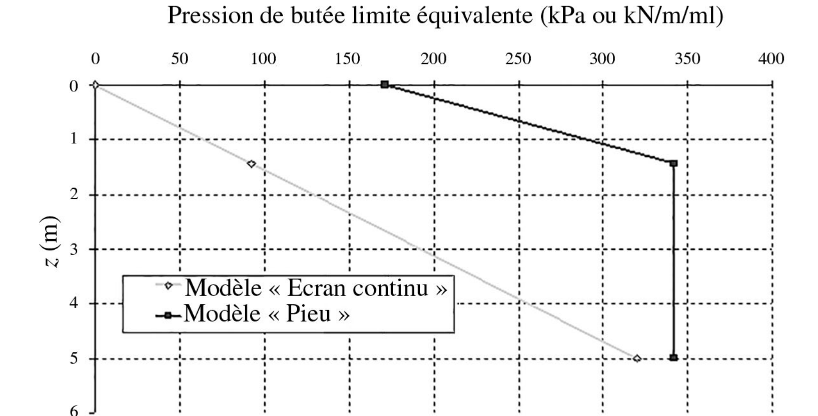


Figure 7.17 – Pressions à retenir

La comparaison entre les pressions frontales limites est effectuée sur la figure 7.17. Elle indique que l'estimation des réactions de butée limite est plus défavorable à partir du modèle « écran continu », et cela sera retenu par la suite.

Étant donné la faible complexité de l'ouvrage, et en absence de critère sur la déformée admissible, le calcul est entièrement mené par une méthode MEL. Le calcul consiste donc à vérifier les éléments suivants :

- détermination de la longueur de fiche afin de vérifier le défaut de butée (ELU GEO) ;
- détermination des efforts dans les profilés (ELU STR).

Les contraintes limites de calcul s'obtiennent de la façon suivante :

Au-dessus du fond de fouille, côté poussée, la contrainte de calcul σ_e est déterminée de la façon suivante :

$$\sigma_{ad} = \gamma_G K_{a\gamma} + \gamma_Q K_{aq} q$$

où : $\gamma_G = 1{,}35$ et $\gamma_Q = 1{,}5$.

Sous le fond de fouille, cette expression devient la suivante :

$$\sigma_{ad} = \frac{BC_{diff}}{e_h} \gamma_G K_{a\gamma} \sigma_v + \gamma_Q K_{aq} q$$

Côté butée :

$$\sigma_{pd} = \frac{BC_{diff}}{e_h} \frac{K_{p\gamma} \sigma_v}{\gamma_{R;b}}$$

où : $\gamma_{R,b} = 1{,}4$ en phase définitive.

Les efforts tranchants et les moments fléchissants dans le rideau s'obtiennent ensuite respectivement par simple puis double intégration des expressions précédentes.



Le diagramme de contraintes précédemment déterminé permet de calculer les valeurs intermédiaires suivantes :

- cote du point de pression nulle sous le fond de fouille f_0 : 0,51 m ;
- cote du point de moment nul f' : 3,17 m.

La fiche à retenir est alors calculée de la façon suivante :

$$f = f' + 0{,}2(f' - f_0)$$

Une fiche de 4,09 m est finalement nécessaire par le calcul.

Les sols étant homogènes sous le fond de fouille, il n'est pas nécessaire de vérifier la capacité du sol à reprendre l'effort de contre-butée sur la hauteur $0{,}2\,f_0$.

7.5 Du fait de leur inclinaison et de leur espacement, les ancrages doivent reprendre les efforts de calcul suivants :

- À l'ELS : 194 kN ;
- À l'ELU : 262 kN.

1. Le frottement axial unitaire peut être estimé avec le tableau H.1.2.1 de la norme NF P94-262. Le frottement axial unitaire q_σ est égal à 0,1 p_{lM}* soit 120 kPa. La norme autorise par ailleurs à considérer une augmentation du diamètre α égal à 1,1.

La résistance caractéristique $R_{t,k}$ se calcule de la façon suivante, en tenant compte une dispersion de la méthode de calcul traduite par un coefficient $\gamma_{R,d} = 1{,}4$.

$$R_{t,k} = \frac{\alpha \pi B q_s}{\gamma_{R,d}} \text{ soit 370 kN}$$

La résistance de calcul à l'ELU $R_{t,d}$ est obtenue de la façon suivante : $R_{t,d} = R_{t,d}/\gamma_a$ où γ_a = 1,1 quelle que soit la durée de vie des ancrages, si bien que $R_{t,d}$ = 337 kN.

Parallèlement, la charge critique de fluage caractéristique $R_{t,cr,k}$ peut être obtenue de la façon suivante : $R_{t,cr,k} = 0{,}7\,R_{t,k}$, soit 259 kN. La résistance de calcul à l'ELS est alors égale à $R_{t,cr,k}/\gamma_{a,EL\Sigma}$, où $\gamma_{a,EL\Sigma}$ = 1,2 pour les tirants d'ancrages permanents, si bien que $R_{t,d,EL\Sigma}$ = 214 kN.

2. Les essais de conformité sont réalisés afin de confirmer les hypothèses considérées lors de la conception. Le résultat des essais est ensuite utilisé. La résistance caractéristique est égale au minimum des différents essais réalisés, soit ici 333 kN. De même la traction critique de fluage caractéristique $R_{t,cr,k}$ est égale à 242 kN.

À l'ELS, la résistance de calcul $R_{t,d,EL\Sigma}$ est égale à $R_{t,cr,k}/\gamma_{a,EL\Sigma}$, où $\gamma_{a,EL\Sigma}$ = 1,2 pour les tirants d'ancrages permanents, si bien que $R_{t,d,EL\Sigma}$ = 202 kN.

À l'ELU, la résistance de calcul $R_{t,d}$ est égale à $R_{t,k}/\gamma_a$, où γ_a = 1,1 quelle que soit la durée de vie des ancrages, si bien que $R_{t,d}$ = 303 kN.

La résistance des ancrages est vérifiée.

Chapitre 8

Dimensionnement des murs de soutènement

Introduction

La norme NF P 94-281 couvre la justification des murs de soutènement. Ce chapitre propose de présenter les justifications associées à ce type d'ouvrage sans revenir sur le calcul des efforts de poussée présenté au chapitre précédent. Des applications sont réalisées sur des murs en « T » et en gabions.

Objectifs

Identifier les mécanismes de rupture liés au fonctionnement d'un mur de soutènement.

Vérifier les états limites pour la justification des murs de soutènement.

Plan

1 Les exigences de l'Eurocode 7

La justification des murs de soutènement (murs poids, mur en L ou en T) est abordée dans la section 9 de l'Eurocode 7 qui a été présentée au chapitre précédent pour la justification des écrans de soutènement.

Les états limites à considérer pour la justification d'un mur de soutènement sont décrits dans la section 9.2. Trois points sont mis en avant :

- le défaut de portance du sol sous l'ouvrage ;
- la rupture par glissement sur la base du mur ;
- la rupture par renversement.

Il est précisé que, dans une large mesure, le dimensionnement d'un mur de soutènement s'apparente à celui d'une fondation superficielle. Néanmoins, il est important d'accorder une attention spéciale aux ruptures par défaut de portance du terrain situé sous la base du mur, sous des charges fortement inclinées et excentrées.

Les différents états limites ultimes à contrôler pour la justification d'un mur de soutènement sont présentés sur la figure 8.1.

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

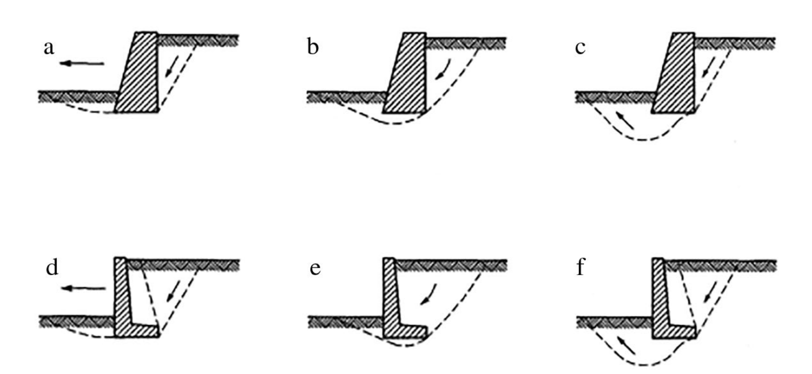


Figure 8.1 – Les différents modes rupture d'un mur de soutènement

2 Les exigences de la norme NF P 94-281

La norme NF P94-281 est structurée comme les autres normes d'application nationale de l'Eurocode 7 (voir chapitre 3 du présent ouvrage). Elle comporte 13 sections et 8 annexes (tableau 8.1).

Tableau 8.1 – Sommaire de la norme NF P 94-281

Corps de texte	Sections communes aux NAN		1	Domaine d'application
			2	Références normatives
			3	Termes, définitions, symboles et convention de signes
			4	Comportement et mode de rupture des écrans
			5	Actions et données géométriques
			6	Propriétés des terrains et des matériaux
			7	Situations de calcul, sollicitations et combinaisons d'actions
			8	Règles générales de justification des écrans de soutènement
	Justifications	ELU	9	Défaut de butée
			10	Résistance structurelle de l'écran
			11	Stabilité d'un écran soumis à des charges d'origine structurelle
			12	Stabilité des appuis
			13	Rupture du fond de l'excavation d'origine hydraulique
			14	Stabilité du massif d'ancrage
			15	Stabilité générale du site
		ELS	16	Justification à l'état limite de service
	Divers		17	Documents justificatifs des calculs

Annexes	**Facteurs partiels**	A	Facteurs partiels de sécurité
	Hypothèses de calcul	B	Disposition pour les écrans à inertie non uniforme
		C	Calcul de la pression des terres
		D	Effet d'une charge
		E	Prise en compte de l'eau
	MISS-k	F	Méthode MISS (coefficient de réaction)
	Appuis	G	Stabilité d'un massif d'ancrage
		H	Dispositions applicables aux tirants et aux butons
	Divers	I	Catégorie d'un ouvrage géotechnique
		J	Reconnaissance des terrains
		K	Stabilité générale du site
		L	Surveillance des travaux et suivi du comportement des ouvrages
	MISS-F	M	Méthode MISS (éléments finis)

Les murs de soutènement étant majoritairement fondés superficiellement, il est fait référence à la norme NF P94-261 relative à la justification des fondations superficielles. Néanmoins du fait de la sensibilité différente de ces ouvrages vis-à-vis des déplacements admissibles, quelques adaptations sont apportées notamment en ce qui concerne les valeurs des coefficients partiels utilisés.

2.1 Les principes de justification

La norme NF P 94-281 s'appuie sur les principes de justification des sections 6 et 9 de l'Eurocode 7 – Partie 1. Les mécanismes de rupture à examiner sont définis selon les exigences des sections 6.5 et 9.7. Ils peuvent être analysés à la fois pour des ELU et des ELS. À l'ELU pour les situations durables et transitoires, l'approche de calcul 2 est mise en œuvre. L'approche de calcul 3 reste réservée à l'utilisation de calculs numériques. Il est possible de dresser les correspondances présentées dans le tableau 8.2.

2.2 Le calcul des forces de poussée

Le calcul des forces de poussée s'exerçant sur un mur de soutènement constitue l'enjeu majeur de la norme NF P 94-281. Afin de simplifier le calcul, en s'inspirant des procédures existantes dans les recommandations MUR73, la norme propose une méthode permettant de déterminer pour chaque type de mur le plan sur lequel s'exercent les forces de poussée ainsi que leur inclinaison. Cette méthode, décrite dans la section 8.5 de la nomre NF P 94-281 et basée sur des considérations relatives à l'utilisation du cercle de Mohr-Coulomb, repose sur la détermination d'un bloc monolithique, incluant le mur et un volume de terrain plus ou moins important. Les forces de poussée viennent alors s'appliquer à l'arrière de ce bloc.

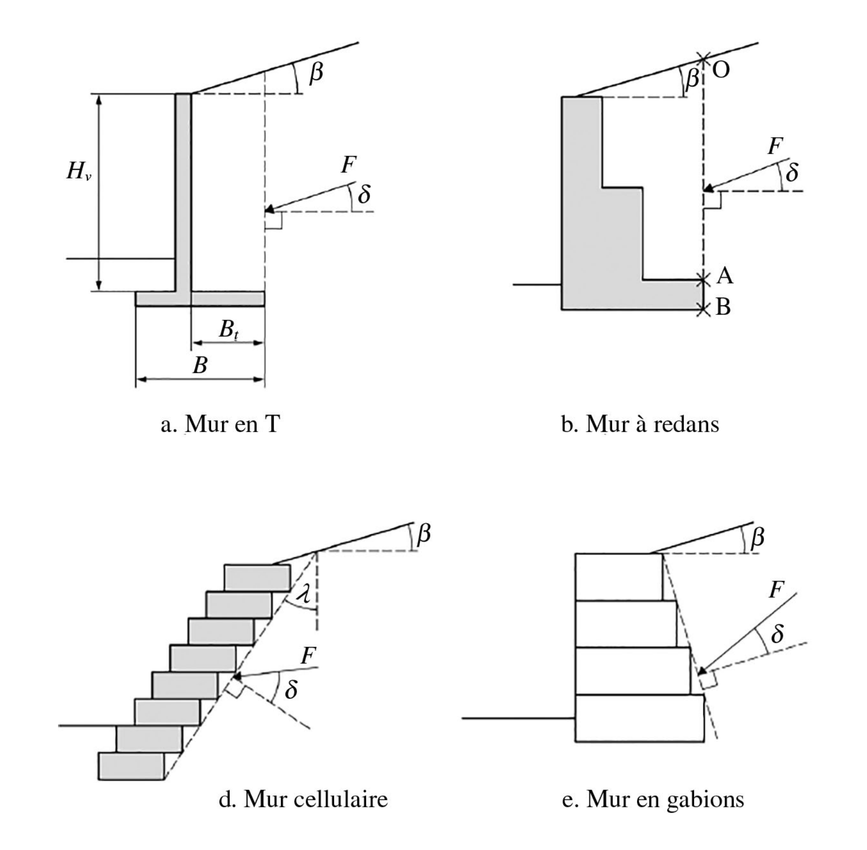
© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

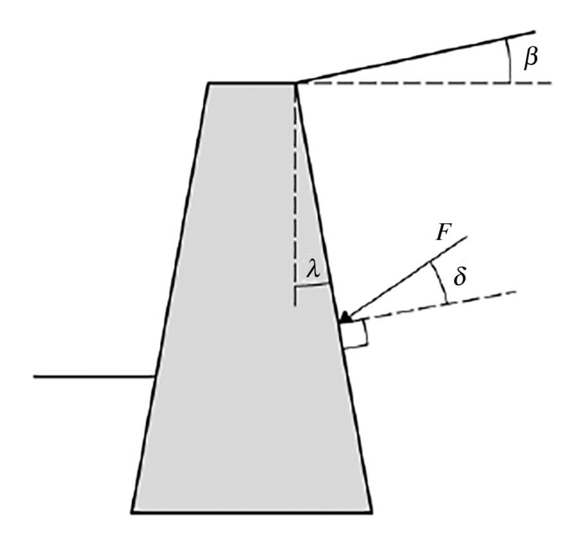
Le bloc monolithique à considérer pour le calcul des efforts de poussée des terrains et des surcharges nécessite la définition d'un plan fictif à l'arrière de la semelle du mur :

- pour des murs en T, en L ou des murs à redans, ce plan peut être en général considéré comme vertical (figure 8.2a et b et tableau 8.3) ;
- pour des murs poids ou des murs cellulaires et des murs en gabions, ce plan est incliné (figures 8.2, d et e et tableau 8.3) et suit l'enveloppe arrière du mur.

Tableau 8.2 – Correspondance entre les mécanismes de rupture et les états limites à analyser pour les murs de soutènement

	ELU	ELS
Portance (dont limitation de l'excentrement)	Oui	Oui
Résistance au glissement	Oui	Non
Stabilité générale	Oui	Non
Déplacements et rotation de la semelle	Non	Oui (lorsque les mouvements du mur peuvent être préjudiciables)





c. Mur monolithique

Figure 8.2 – Exemples d'écrans fictifs habituellement adoptés pour le calcul de la poussée des terres

Tableau 8.3 – Méthode de détermination du plan fictif à l'arrière du mur de soutènement

Mur		δ	
		δ_γ **(poids)**	δ_q **(surcharge)**
en L ou en T renversé : écran fictif vertical	$H_v \leq B_t \tan\theta$	β	sup (β; 1/3 φ')
	$H_v \geq B_t \tan\theta$	$\beta + (\delta_0 - \beta)\left(1 - \frac{B_t \tan\theta}{H_v}\right)^2$	
à redans : écran fictif vertical	Portion OA	$sup\left(\beta\,;\frac{1}{3}\varphi'\right)$	$sup\left(\beta\,;\frac{2}{3}\varphi'\right)$
	Portion AB	$sup\left(\beta\,;\frac{2}{3}\varphi'\right)$	$sup\left(\beta\,;\frac{2}{3}\varphi'\right)$
poids : écran fictif incliné		$sup\left(\varphi'\,;\frac{2}{3}\varphi'\right)$ b)	$sup\left(\varphi'\,;\frac{2}{3}\varphi'\right)$ b)
cellulaire : écran fictif incliné		$sup\left(\beta\,;\frac{2}{3}\varphi'\right)$	$sup\left(\beta\,;\frac{2}{3}\varphi'\right)$
en gabions : écran fictif incliné		$(1-G)\varphi'$ c)	$(1-G)\varphi'$ c)

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

a) $y = \arcsin\left(\dfrac{sin\beta}{sin\varphi'}\right)$;

b) $\theta = \dfrac{\pi}{4} + \dfrac{\varphi}{2} + \dfrac{y-\beta}{2} \delta_0 = sup\left(\beta\,; \dfrac{2}{3}{}'\right)$;

c) $tan\delta' = \dfrac{\sin\varphi' \sin(2\lambda + y - \beta)}{1 - \sin\varphi' \cos(2\lambda + y - \beta)}$;

d) G = réduction de frottement lié aux conditions de contact entre le sol soutenu et les gabions de part et d'autre du géotextile.

Note 1 – Dans le cas d'un mur en T, pour le choix d'un écran fictif de calcul incliné, il convient de se reporter aux notations de la norme.
Note 2 – En l'absence d'essais documentés, la valeur de G ne peut pas être prise telle que d soit inférieure à la valeur sup $(\beta\,; 2/3\ \varphi')$.

Le bloc monolithique à considérer pour le calcul des efforts de poussée des terrains et des surcharges nécessite également la définition d'un plan fictif à l'avant de la semelle du mur :

- ce plan est en général vertical, en particulier pour les murs en L, en T ou les murs à redans ;
- ce plan est incliné pour des murs poids ou des murs cellulaires et des murs en gabions et suit l'enveloppe arrière du mur.

Du côté de la butée, l'obliquité des contraintes (par rapport à la normale à ce plan) est considérée comme nulle en général.

2.3 Le calcul de la portance

Le calcul de la portance est à réaliser selon la norme NF P 94-261. La vérification est ainsi menée selon l'approche de calcul 2 en vérifiant l'inégalité suivante :

$$V_D - R_0 \leq \frac{A i_e q_{net}}{\gamma_{R;v} \gamma_{R;d;v}}$$

Les facteurs partiels sont reportés dans le tableau 8.4. Les coefficients partiels affectant la résistance restent inchangés, hormis le facteur de modèle $\gamma_{R;d;v}$ qui est réduit à 1,0 (1,6 pour les modèles de calculs basés sur c'et φ') (contre respectivement 1,2 et 2,0 pour les fondations superficielles) pour tenir compte de la moindre sensibilité des murs aux déplacements.

Tableau 8.4 – Synthèse des coefficients partiels à utiliser pour la justification de la portance d'une fondation superficielle

	$\gamma_{R;v}$			
	ELU situations durables et transitoires	**ELU situations accidentelles**	**ELS combinaisons quasi permanente, fréquente et rare**	$\gamma_{R;d;v}$
Modèles de calcul basés sur p_{LM}, q_c ou C_u	1,4 (valeur conforme à EC7)	1,2	2,3	1,0
Modèles de calcul basés sur c' et φ'				1,6

L'excentrement e des efforts appliqués à la base de la semelle doit être limité, en respectant les inégalités suivantes :

- à l'ELU :

$$1-\frac{2e}{B}\leq\frac{1}{15}$$

- à l'ELS (pour les combinaisons quasi-permanentes et fréquentes) :

$$1-\frac{2e}{B}\leq\frac{1}{2}$$

Les valeurs limites de l'excentrement sont identiques à celles retenues pour les fondations superficielles, hormis à l'ELS quasi-permanent.

2.4 La résistance au glissement

La vérification de la résistance au glissement est effectuée uniquement aux ELU selon l'approche de calcul 2. La relation utilisée est la suivante :

$$H_d\leq R_{h;d}+R_{p;d}$$

Avec H_d la valeur de calcul de la force horizontale (ou parallèle à la base de la fondation) appliquée à la fondation superficielle, $R_{h;d}$ la valeur de calcul de la résistance au glissement sous la base de la fondation et $R_{p;d}$ la valeur de calcul de la résistance mobilisable par butée en avant de la fondation.

Le cumul des termes $R_{h;d}$ et $R_{p;d}$ est possible à condition que les déplacements nécessaires pour mobiliser simultanément ces deux résistances soient compatibles avec les exigences de la structure portée. En pratique, le terme $R_{p;d}$ est rarement considéré. Des conditions d'exécution très soignées peuvent toutefois permettre de le considérer en procédant par ailleurs à une estimation prudente de sa valeur (par exemple, en prenant un compte un coefficient de mobilisation permettant de limiter sa valeur au tiers ou à la moitié de sa valeur réelle).

Le calcul des termes de résistance $R_{h;d}$ et $R_{p;d}$ ainsi que des coefficients partiels associés sont détaillés dans le tableau 8.5.

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

Tableau 8.5 – Résistance au glissement d'un mur de soutènement

		Vérifications à mener	Valeurs des coefficients partiels	
			ELU situations durables et transitoires	**ELU situations accidentelles**
Résistance au glissement	Conditions non drainées	$R_{h;d} = Min\left\{\frac{1}{\gamma_{R;h}\gamma_{R;d;h}}(A'c_{u;k});0,4V_d\right\}$	$\gamma_{R;h} = 1,1$ et $\gamma_{R;d;h} = 0,9$	$\gamma_{R;h} = 1,0$ et $\gamma_{R;d;h} = 0,9$
	Conditions drainées	$R_{h;d} = \frac{V_d \tan\delta_{a;k}}{\gamma_{R;h}\gamma_{R;d;h}}$		
Résistance frontale		$R_{p;d} = \frac{R_{p;k}}{\gamma_{R;e}}$	$\gamma_{R;e} = 1,4$	$\gamma_{R;e} = 1,1$

Le tableau 8.5 amène les remarques suivantes :

- l'angle de frottement $\delta_{a;k}$ sous la base de la fondation est déterminé de la façon suivante :
  - il est égal à la valeur de calcul de l'angle de frottement interne à l'état critique φ'_{crit} pour les fondations en béton coulées en place ;
  - il est pris égal à $2\varphi'_{crit}/3$ pour les fondations préfabriquées lisses.
- en conditions drainées, il convient de négliger la cohésion effective c'.

2.5 La justification structurelle

a) Ouvrages en béton

La justification structurelle comprend la justification du voile et de la semelle. Les efforts dans la semelle sont déterminés généralement en considérant l'obliquité δ suivante :

- $2/3\varphi'$ dans le cas d'une interface rugueuse sous la base du mur de soutènement ;
- 0 dans le cas d'une interface lisse.

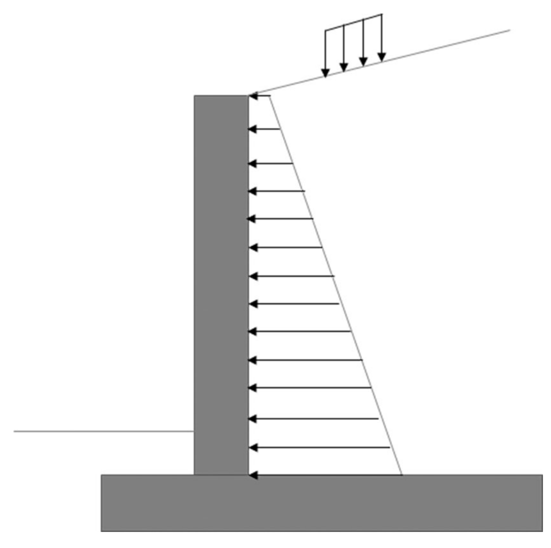


Figure 8.3 – Pressions de terres s'appliquant sur le voile d'un mur en T renversé

b) Cas des ouvrages cellulaires constitués d'éléments cellulaires en béton ou en gabions

Ces ouvrages font l'objet des annexes D et E de la norme NF P 94-261.

Il s'agit ici :

- de vérifier l'absence de glissement entre deux éléments successifs ;
- de vérifier la portance sous chaque élément, tout en vérifiant l'absence de renversement ;
- de vérifier l'absence de surface de cisaillement.

Tableau 8.6 Mécanismes de rupture à considérer pour les ouvrages cellulaires

	Glissement	Renversement	Poinçonnement	Cisaillement
Eléments en béton	$H_d \leq \min\left(\frac{V_d f_g}{\gamma_{R;h}\gamma_{R;d}} ; \frac{c_g}{\gamma_{R;h}\gamma_{R;d}}\right)$	$\gamma_F M_{dst;k} \leq M_{stb;k}/\gamma_{R;d}$	voir EC2	–
Eléments en gabions	$H_d \leq \frac{V_d f_g}{\gamma_{M;fg}} + \frac{c_g B}{\gamma_{M;cg}}$		$\gamma_F F_k \leq R_{c;k}/F_k$	$\tau_d \leq \frac{\sigma_d f_c}{\gamma_{M;fc}} + \frac{c_c}{\gamma_{M;cc}}$

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

Différents commentaires sont à apporter pour l'utilisation de ce tableau 8.6 :

- la valeur f_g du coefficient de frottement entre deux éléments (ou le coefficient de frottement du matériau remplissant le gabion) ;
- le cas échéant, la valeur c_g de la résistance au cisaillement de l'élément de blocage d'un bloc sur l'autre (ou la résistance des agrafes dans le cas de gabions) ;
- pour les gabions :
  - τ_d et σ_d et sont les valeurs de calcul des contraintes tangentielles et verticales totales calculées sous la base du rang i ;
  - la valeur f_c du coefficient de frottement fictif des structures gabions, due au frottement des pierres de remplissage ;
  - la valeur c_c de la cohésion fictive des structures gabions, due à la présence de l'enveloppe en grillage métallique.

Pour les murs constitués d'éléments empilés en béton, les paramètres f_g et c_g sont déterminés pour les configurations extrêmes proposées par le fabricant, en suivant par exemple le protocole décrit dans le référentiel de certification de la marque « qualif-IB produits d'aménagements » applicable aux empilements d'éléments.

Les valeurs f_c et c_c peuvent être déterminées par des expérimentations relatives à des configurations extrêmes proposées par le fabricant.

Les facteurs partiels prennent les valeurs suivantes :

- $\gamma_{R;h}$, $\gamma_{M;fg}$, $\gamma_{M;fg}$ $\gamma_{M;fc}$, $\gamma_{M;cc}$ sont égaux à 1,1 ;
- $\gamma_{R;d}$ est égal à 1,0 ;
- γ_F est égal à 1,35 ;
- g_R est égal à 1,25.

8.1 Mur en T

Il s'agit de vérifier la stabilité externe du mur en béton armé en T renversé reporté sur la figure 8.4 suivante, dont la semelle est coulée en place.

Les dimensions sont les suivantes :

- hauteur totale : 4 m ;
- base de la fondation par rapport au terrain aval : 0,70 m ;
- épaisseur des éléments en béton armé : 0,50 m ;
- largeur du patin : 0,5 m ;
- largeur du talon : 1 m ;
- sol en remblai : $c' = 0$ kPa, $\varphi' = 35°$, $\gamma = 19$ kN.m^{-3} ;
- sol sous la base de la fondation : limon présentant une pression limite nette $p_{lM}*$ égale à 1,2 MPa.

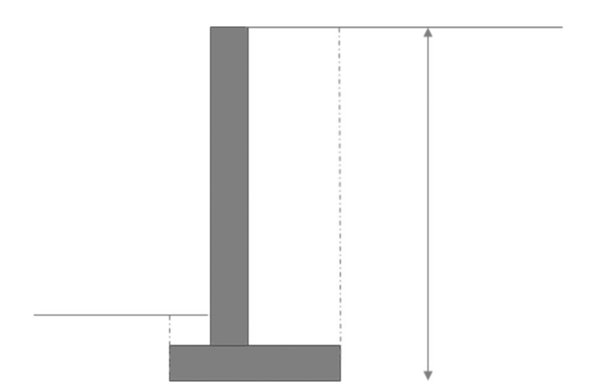


Figure 8.4 – Géométrie à considérer

8.2 Mur constitué d'éléments empilés en gabions

Il s'agit de dimensionner le mur en béton armé en L renversé reporté sur la figure 8.6.

Le sol derrière et sous les massifs en gabions est constitué d'un sol sableux présentant les caractéristiques suivantes :

- angle de frottement ϕ' égal à 32° ;
- pression limite égale à 0,4 MPa ;
- poids volumique égal à 20 kN.m^{-3}.

Les propriétés des gabions sont les suivantes :

- poids volumique : 19 kN.m^{-3} ;
- coefficient de frottement $f_g = 0,7$;
- contribution des agrafes : $c_g = 0$ kPa ;
- valeur caractéristique de la résistance à la compression des éléments déterminée à partir d'essais expérimentaux $R_{c,k}$: 480 kPa ;
- coefficient de frottement fictif du matériau granulaire : $f_c = 0,7$;
- cohésion fictive du matériau granulaire $c_c = 10$ kPa.

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

Solutions



8.1 Les calculs sont réalisés selon l'approche de calcul 2. La première étape consiste à déterminer la valeur de l'obliquité δ à considérer côté poussée : $y = 0°$ et $\theta = 62{,}5°$. En conséquence, $B_t \tan\theta = 1{,}92$ m $< H_v = 3{,}3$ m. En conséquence, l'obliquité δ est obtenu de la façon suivante :

$$\delta = \beta + \left(\delta_0 - \beta\right)\left(1 - \frac{B_t \tan\theta}{H_v}\right)^2$$

L'obliquité δ est ainsi égale à 4,1°. Le coefficient de poussée K_a est pris égal à 0,272. Les différents efforts peuvent être ensuite calculés :

Les différents efforts sont ensuite calculés au niveau du point O, milieu de la base la fondation, en respectant les conventions de la figure suivante.

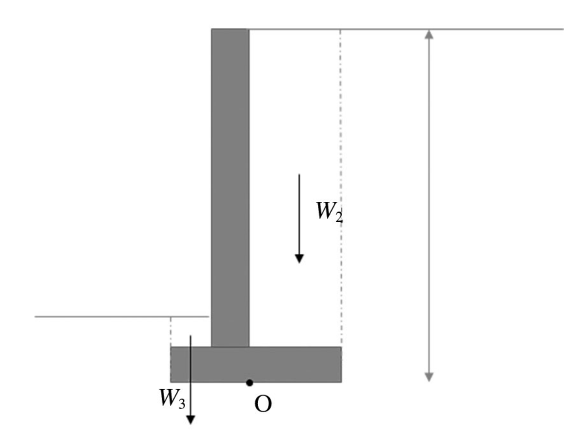


Figure 8.5 – Forces à considérer pour les différentes vérifications

L'effort de poussée caractéristique est égal à 43,4 kN/ml.

L'ensemble des valeurs caractéristiques est reporté dans le tableau 8.7, en détaillant les composantes horizontale et verticale ainsi que le bras de levier correspondant.

Tableau 8.7 – Valeurs caractéristiques des efforts à considérer

		Composante verticale	Composante horizontale	Bras de levier/O
Poussée	F_a	3,1	43,4	1,333*
Semelle	W_1	25	0	0
Voile	W_2	1,75	0	0,25
Sol sur patin	W_3	1,9	0	0,75
Sol sur talon	W_4	3,8	0	–1

*Bras de levier valable pour la composante horizontale (bras de levier nul pour la composante verticale).



Il s’agit ensuite de déterminer le torseur des efforts appliqués à la base de la semelle. Les différentes valeurs sont présentées dans le tableau suivant.

Tableau 8.8 – Valeurs de calcul des efforts à considérer

	ELU 1	ELU 2	ELS
	1,35 ($F_a + W_1 + W_2 + W_3 + W_4$)	1,35 F_a + ($W_1 + W_2 + W_3 + W_4$)	($F_a + W_1 + W_2 + W_3 + W_4$)
V_d (kN/ml)	222,3	167,1	164,7
H_d (kN/ml)	84,9	84,9	62,9
M_d (kN/ml)	30,6	57,1	22,7
e_d (m)	0,14	0,34	0,14
i_d (°)	20,9	26,9	20,9

Les différents critères à vérifier sont présentés dans les tableaux 8.9, 8.10 et 8.11.

Tableau 8.9 – Vérification du poinçonnement

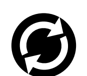
	ELU 1	ELU 2	ELS
V_0 (kN/ml)		89,4	
B' (m)	1,72	1,32	1,72
i_δ (°)	0,376	0,259	0,376
R_v (kN/ml)	486,8	255,5	486,8
$R_{v,k}$ (kN/ml)	486,8	255,5	486,8
$R_{v,d}$ (kN/ml)	347,7	182,5	211,7
	≥	≥	≥
$V_d - V_0$ (kN/ml)	192,9	137,7	135,3

Tableau 8.10 – Vérification de l’excentrement

	ELU 1	ELU 2	ELS
$1 - 2e/B$	0,862	0,658	0,862
$(2 - e/B)$min	≥ 1/15	≥ 1/15	≥ 1/2

Tableau 8.11 – Vérification du glissement

	ELU 1	ELU 2
R_h (kN/ml)	155,7	117,0
$R_{h,k}$ (kN/ml)	155,7	117,0
$R_{h,d}$ (kN/ml)	155,7	117,0
R_d (kN/ml)	≥ 84,9	≥ 84,9



8.2 Aucun géosynthétique n'est considéré. $G = 1$ et $\delta_a = \varphi'$.

Le coefficient de poussée K_a est égal à 0,416.

- **Stabilité externe**

L'ensemble des valeurs caractéristiques est reporté dans le tableau 8.12, en détaillant les composantes horizontale et verticale ainsi que le bras de levier correspondant.

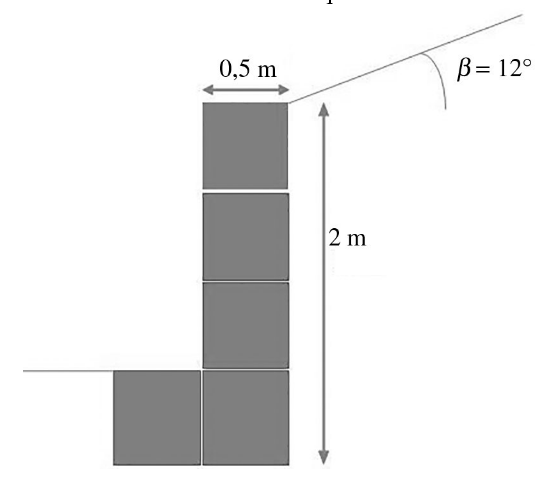


Figure 8.6 – Géométrie à considérer

Tableau 8.12 – Valeurs caractéristiques des efforts à considérer

		Composante verticale (kN/ml)	**Composante horizontale (kN/ml)**	**Moment (kNm/ml)**
Poussée	F_a	8,8	14,1	5,0
Gabions	W	23,75	0	–3,56

*Brase de levier valable pour la composante horizontale (bras de levier nul pour la composante verticale).

Il s'agit ensuite de déterminer le torseur des efforts appliqués à la base de la semelle. Les différentes valeurs sont présentées dans le tableau suivant.

Tableau 8.13 – Valeurs de calcul des efforts à considérer

	ELU 1	**ELU 2**	**ELS**
	1,35(F_a + W)	**1,35 F_a+ W**	**F_a + W**
V_d (kN/ml)	44,0	35,7	32,6
H_d (kN/ml)	19,0	19,0	14,1
M_d (kN/ml)	1,9	3,2	1,4
e_d (m)	0,04	0,09	0,04
i_d(°)	23,4	28,1	23,4



Tableau 8.14 – Vérification du poinçonnement

	ELU 1	ELU 2	ELS
V_0 (kN/ml)		10,0	
B' (m)	0,91	0,82	0,91
i_δ (°)	0,355	0,271	0,355
R_v (kN/ml)	107,8	74,3	107,8
$R_{v,k}$ (kN/ml)	107,8	74,3	107,8
$R_{v,d}$ (kN/ml)	77,0	53,1	46,9
	≥	≥	≥
$V_d - V_0$ (kN/ml)	27,6	20,9	17,8

Tableau 8.15 – Vérification de l'excentrement

	ELU 1	ELU 2	ELS
1 – 2e/B	0,912	0,821	0,912
	≥	≥	≥
(2 – e/B)min	1/15	1/15	1/2

Tableau 8.16 – Vérification du glissement

	ELU 1	ELU 2
R_h (kN/ml)	27,5	22,3
$R_{h,k}$ (kN/ml)	27,5	22,3
$R_{h,d}$ (kN/ml)	27,5	22,3
	≥	≥
H_d (kN/ml)	19,0	19,0

- **Stabilité interne**

Les vérifications ne sont menées qu'à l'ELU, pour la base des rangs 2 à 4 de gabions. Le tableau 8.17 détaille la valeur des efforts pour chacun des rangs précédents.

Tableau 8.17 – Valeurs caractéristiques des efforts à considérer

	Base du rang 2	Base du rang 3	Base du rang 4
V_k (kN/ml)	19,21	11,70	5,30
H_k (kN/ml)	7,94	3,53	0,88
$H_{k,o}$ (kN/ml)	2,73	0,62	0,01
$M_{k,dstb,C}$ (kN/ml)	6,04	3,48	1,46
$M_{k,stb,C}$ (kN/ml)	3,97	1,18	0,15



Tableau 8.18 – Vérification du glissement

	Base du rang 2	**Base du rang 3**	**Base du rang 4**
$\frac{V_d f_g}{\gamma_{M;fg}} + \frac{c_g B}{\gamma_{M;cg}}$ **(kN/ml)**	12,22	7,45	3,37
	≥	≥	≥
H_d **(kN/ml)**	10,71	4,76	1,19

Tableau 8.19 – Vérification du renversement

	Base du rang 2	**Base du rang 3**	**Base du rang 4**
$M_{stb;k}$ / $\gamma_{R;d}$ **(kN/ml)**	5,49	3,16	1,33
	≥	≥	≥
$\gamma_F M_{dst;k}$ **(kN/ml)**	5,36	1,59	0,20

Tableau 8.12 – Vérification du poinçonnement

	Base du rang 2	**Base du rang 3**	**Base du rang 4**
$R_{c;k}$ / γ_R **(kN/ml)**	25,93	15,80	7,16
	≥		
$\gamma_F V_k$ **(kN/ml)**	384	384	384

Le cisaillement interne à chaque gabion est regardé également à la base de chaque rang.

Tableau 8.21 – Vérification du cisaillement

	Base du rang 2	**Base du rang 3**	**Base du rang 4**
$\frac{\sigma_d f_c}{\gamma_{M;fc}} + \frac{c_c}{\gamma_{M;cc}}$ **(kPa)**	28,99	19,44	11,29
	≥	≥	≥
τ_F **(kPa)**	21,43	9,52	2,38

Chapitre 9

Dimensionnement des pentes et ouvrages en sols renforcés

Introduction

Les pentes, contrairement aux ouvrages en sols renforcés, ne font pas l'objet d'un document d'application nationale mais sont traitées dans les chapitres « stabilité générale » des différentes normes d'application nationale de l'Eurocode 7. Ce chapitre propose une synthèse des méthodes de dimensionnement relatives aux problèmes de stabilité générale puis présente les bases de la justification des ouvrages en sols renforcés selon la norme NF P 94-270.

Objectifs

Appliquer l'Eurocode 7 pour justifier la stabilité d'une pente.

Connaître les principes de la justification des ouvrages en sols renforcés.

Plan

1 Les exigences de l'Eurocode 7

La justification des pentes naturelles et des talus de remblais et d'excavations, y compris ceux autour des fondations et des ouvrages de soutènement, est abordée dans la section 11 de l'Eurocode 7.

Les différentes parties constituant cette section sont les suivantes :

- 11.1 Généralités.
- 11.2 États limites.
- 11.3 Actions et situations de calcul.
- 11.4 Considérations relatives au calcul et à la construction.
- 11.5 Calcul aux états limites ultimes.
- 11.6 Calcul aux états limites de service.
- 11.7 Surveillance.

La section 11.2 liste quelques exemples d'état limite :

- la perte d'équilibre global du terrain et des structures associées ;

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

- des mouvements excessifs du terrain à cause de déformations de cisaillement, de tassements, de vibrations ou de soulèvements ;
- des dommages ou une mise hors service de structures, de routes ou de réseaux voisins, à cause des mouvements du terrain.

Cette liste n'est pas exhaustive et le lecteur est invité à considérer tous les états limites possibles.

Du fait de la nature de l'ouvrage considéré, la section 11.3 recommande de tenir compte des effets des circonstances suivantes :

- l'histoire du site : les mouvements antérieurs ou en cours du terrain, provenant de différentes sources, la végétation et son enlèvement, les activités humaines ou animales, les processus de construction ;
- la modification du relief : les nouvelles pentes ou structures sur le site ou à proximité ;
- les sollicitations alternées : les variations du climat, y compris les changements de température (gel et dégel), les sécheresses et les fortes pluies ; les variations de la teneur en eau ou de pression interstitielle, les vibrations, l'action des vagues.

Après la section 11.4, qui liste quelques mesures de stabilisation des pentes, la section 11.5 détaille l'analyse de la stabilité des pentes.

L'ensemble des données géologiques, morphologiques et géotechniques recueillies fait l'objet, en général, d'une représentation sur un fond de plan et sur une ou plusieurs coupes longitudinales. Un modèle géotechnique est construit pour les calculs de stabilité, dans lequel la surface topographique, les différentes couches de sol (stratification, discontinuités, etc.) et les hypothèses hydrauliques (écoulements et distribution des pressions interstitielles) sont définies.

Ces dernières sont essentielles : un préalable à tout calcul de stabilité est de définir la répartition des pressions interstitielles, dont la connaissance est nécessaire pour l'analyse de la stabilité mécanique ($\sigma = \sigma' + u$). Lorsque l'on dispose de données piézométriques, il suffit d'interpoler pour avoir une image suffisante des pressions interstitielles. Dans le cas contraire, un niveau de nappe correspondant à une hypothèse raisonnable est défini, compte tenu de ses fluctuations probables. Enfin, le réseau d'écoulement peut être estimé par calcul à l'aide de méthodes numériques.

Le calcul doit prendre en compte les différents types de rupture (surfaces circulaires ou non, éboulement, écoulement) et permettre d'évaluer la stabilité à court terme et à long terme, dont les déformations de fluage dues au cisaillement.



2 Les exigences des chapitres « stabilité générale » des normes d'application

Il n'existe pas au niveau français de norme d'application spécifique à ces ouvrages. Toutefois les normes d'application nationale présentées dans les chapitres précédents et aussi celle consacrée aux ouvrages en sols renforcés (NF P94-270 traitée dans ce chapitre) comportent un chapitre consacré à la stabilité générale du site. La norme NF P 94-270 est complétée par la norme XP G38-064 pour le calcul des talus de remblai

renforcé par des nappes géosynthétiques. On définit, comme talus, des ouvrages dont l'inclinaison du parement est inférieur ou égal à 4V/1H.

Ce chapitre exige une vérification de :

- la stabilité initiale du site ;
- la stabilité du site pendant les phases de construction et une fois l'ouvrage achevé ;
- mais également certains modes spécifiques de rupture du terrain du fait du mode de fonctionnement de l'ouvrage (par exemple renard solide pour un écran).

Cette vérification doit s'effectuer suivant l'approche de calcul 3 en utilisant les ensembles de facteurs partiels A2, M2 et R3 (qui peuvent être trouvés par exemple dans l'annexe C de la norme NF P 94-270, articles C.2, C.3 et C.6 respectivement pour les actions, les propriétés des terrains et leur résistance).

2.1 Les principes de justification

L'analyse courante de la stabilité consiste, sur la base d'une description en deux dimensions de la pente, à étudier les conditions d'équilibre de la masse de terrain, supposée monolithique, délimitée par une surface de rupture et soumise aux efforts suivants : poids propre du massif, réactions du sol en place le long de la surface de rupture, pressions interstitielles, chargements extérieurs éventuels, effets des renforcements, etc.

En un point de la surface de rupture potentielle, le coefficient de sécurité (local) est défini comme le rapport de la résistance au cisaillement du sol τ_{max} à la contrainte de cisaillement τ s'exerçant réellement sur la surface.

L'étude de stabilité consiste à rechercher la surface de rupture la plus défavorable (dans une famille donnée, en investiguant par exemple des surfaces de rupture circulaires), c'est-à-dire celle dont le coefficient de sécurité est le plus faible : c'est elle qui conditionne la stabilité du versant. La justification de la stabilité générale du site doit s'effectuer en considérant un nombre suffisant de mécanismes de rupture potentielle.

Dans le cas d'une surface de rupture circulaire, la définition du coefficient de sécurité est la suivante, les moments étant calculés par rapport au centre du cercle de rupture :

$$F = \frac{Mt_{résistant}}{Mt_{moteur}}$$

Pour étudier la stabilité d'un talus et afin d'évaluer la répartition des contraintes σ' sur la surface de rupture, un découpage du talus en tranches est imaginé afin de discrétiser le problème et de le traiter numériquement (méthode des tranches). Le massif de terrain est ainsi découpé en tranches verticales d'épaisseur dx assez petite pour que la base de chaque tranche soit assimilable à un segment de droite (figure 1). Chaque tranche est en équilibre sous l'action des forces qui lui sont appliquées :

- son poids $W = \gamma h \, dx$;
- deux forces horizontales (incluant les pressions hydrauliques), de part et d'autre, H et $H + dH$ qui proviennent des tranches voisines ;
- deux forces verticales V et $V + dV$ de même origine ;
- la résultante des contraintes normales σ et tangentielles τ à la base de la tranche.

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

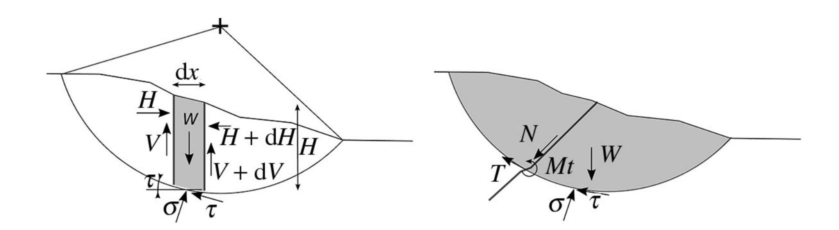


Figure 9.1 – Glissement circulaire : méthode des tranches. Stabilisation par clouage d'un glissement de terrain : introduction d'efforts extérieurs dans le calcul de stabilité

L'équilibre de la tranche n dont la base est inclinée d'un angle α_n par rapport à l'horizontale s'écrit, en projetant sur l'axe horizontal et l'axe vertical (l'équation des moments est négligée) :

$$\mathrm{d}H_n - \sigma_n \tan \alpha_n \,\mathrm{d}x + \tau_n \,\mathrm{d}\,x = 0$$

$$\mathrm{d}V_n - \gamma h_n \,\mathrm{d}x + \sigma_n \,\mathrm{d}x + \tau_n \tan \alpha_n \,\mathrm{d}x = 0$$

Compte tenu du critère de Mohr-Coulomb ($\tau_{max} = c' + \sigma' \tan \alpha'$), en considérant que toutes les tranches ont la même épaisseur, le coefficient de sécurité F peut être obtenu :

$$F = \frac{\sum\left[c + \left(\sigma_n - u_n\right) \cdot \tan\varphi\right] \cdot \dfrac{1}{\cos\alpha_n}}{\sum \gamma \cdot h_n \cdot \sin\alpha_n}$$

Avec : u_n la pression hydraulique sur la base de la tranche n, supposée connue. Le deuxième membre contient les inconnues σ_n ; on utilise les relations d'équilibre des tranches pour les évaluer.

Dans la méthode de Bishop (1955), on se borne à l'hypothèse que $\mathrm{d}V_n = 0$; l'équation d'équilibre projetée sur l'axe vertical permet d'écrire une équation implicite en F, du type $F = f(F)$, qui peut être résolue par itération en partant d'une valeur initiale issue d'un calcul avec la méthode de Fellenius ou grande (par exemple $F = 20$) et à l'aide d'un programme de calcul.

Cette formulation rend difficile l'application de l'approche 2 et explique la préférence pour l'approche 3.

Dans le cas où l'on ne connaît pas la position de la surface de rupture, le programme de calcul effectue une recherche systématique du cercle le plus défavorable, c'est-à-dire donnant le coefficient de sécurité le plus faible : la valeur de F trouvée est appelée coefficient de sécurité de la pente.

La notion de coefficient de sécurité telle que défini classiquement lors de l'étude de la stabilité des pentes (définir un coefficient global de sécurité comme le rapport entre la résistance au cisaillement maximale mobilisable dans le sol et les contraintes s'exerçant sur une facette de la surface de rupture) a été remplacée dans le cadre des Eurocodes par la notion de facteurs partiels (au sens de la norme NF EN 1997). Le coefficient de

sécurité global F est remplacé par un facteur partiel de modèle et des facteurs partiels sur les actions, les propriétés des matériaux et les résistances :

$$F = « \gamma_F\ \gamma_E\ \gamma_M\ \gamma_R\ \gamma_{S:d} »$$

Ainsi, à un coefficient de sécurité $F = 1{,}5$ caractérisant un état jugé stable, se substitue un facteur partiel de modèle dit de mobilisation de la résistance au cisaillement du sol $\gamma_{S:d} = 1{,}2$ avec $\gamma_F\ \gamma_E = 1{,}0$; $\gamma_{c'} = 1{,}25$; $\gamma_\varphi' = 1{,}25$.

On notera que cette approche est plus particulièrement adaptée pour dimensionner des ouvrages neufs et non des ouvrages avec une histoire complexe d'enchainements de rupture comme les pentes et versants :

$$\gamma_{S;d} \cdot T_{dst;d} \leq R_{st;d}$$

Avec : $T_{dst;d}$ la valeur de calcul de l'effet déstabilisateur des actions qui agissent sur le massif limité par la surface de glissement étudiée et $R_{st;d}$ la valeur de calcul de la résistance stabilisatrice ultime mobilisée le long de la surface de glissement correspondante.

Pour les pentes, deux approches de calcul telles que définies par l'Eurocode 7 – Partie 1 (NF EN 1997-1) (voir section 2 « Bases du calcul géotechnique », section 11 « Stabilité d'ensemble » ainsi que les annexes A et B donnant les facteurs partiels) sont possibles. Elles diffèrent par la façon dont elles distribuent les facteurs partiels entre les actions, les effets des actions, les propriétés des matériaux et les résistances. Ceci est dû pour partie à des approches différentes de la prise en compte des incertitudes dans la modélisation des effets des actions et des résistances. Dans les approches de calcul 2 et 3, un calcul unique est exigé pour chaque partie du projet, et la façon dont les facteurs sont appliqués varie suivant le calcul considéré.

- Dans l'approche de calcul 2, les facteurs sont appliqués d'une part aux actions ou aux effets des actions et, d'autre part, aux résistances ($F = « \gamma_F\ \gamma_E\ \gamma_R\ \gamma_{S;d} »$) ;
- Dans l'approche de calcul 3, les facteurs sont appliqués d'une part aux actions ou aux effets des actions provenant de la structure et, d'autre part, aux paramètres de résistance du terrain (paramètres des matériaux) ($F = « \gamma_F\ \gamma_E\ \gamma_M\ \gamma_{S;d} »$).

Les valeurs numériques des coefficients partiels sont données selon les approches de calcul au chapitre 2. Des facteurs partiels spécifiques sont définis pour les éléments de renforcement (tableau 9.1).

Tableau 9.1 Facteurs partiels applicables aux éléments de renforcement

Type	Propriétés	Symbole	Ensemble	
			M1	M2
Renforcements métalliques	limite d'élasticité f_y	γ_{M0}	1,0	1,0
	rupture en traction f_u	γ_{M2}	1,25	1,25
Renforcements géosynthétiques	résistance en traction caractéristique	$\gamma_{M;t}$	1,25	1,25
Interaction sol-lits de renforcement	renforcement μ	$\gamma_{M;f}$	1,35	1,1
	clous q_s	$\gamma_{M;f}$	1,4	1,1

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

Une pente relève dans le cas général de la catégorie géotechnique 2 au sens de la norme NF EN 1997-1 (ouvrages courants, pas de risque exceptionnel et pas de conditions de terrain ou de chargement difficiles).

Les ouvrages en sols renforcés édifiés sur des pentes ou des versants dont la stabilité initiale ne satisfait pas aux conditions de sécurité minimales normalement requises, relèvent de la catégorie géotechnique 3. Les sols renforcés sont plus particulièrement traités dans la norme NF P 94-270.

Les critères de justification dépendent, dans une certaine mesure, de la sensibilité de l'ouvrage aux déformations qui pourraient être liées à la mobilisation de la résistance au cisaillement du terrain.

Le facteur partiel de modèle $\gamma_{S;d}$ doit être pris égal à 1,10 pour les ouvrages relativement peu sensibles aux déformations et 1,20 pour les autres cas.

La vérification de la stabilité générale de la pente, la stabilité interne et la stabilité mixte dans le cas d'un sol renforcé relève de la rupture ou de la déformation excessive du terrain et/ou d'un élément de structure. Respectivement, ce sont les états limites ultimes géotechnique (GEO) et structurel (STR) conformément à la définition de la norme NF EN 1990.

Elle doit s'effectuer suivant l'approche listée dans le tableau ci-dessous.

Tableau 9.2 – Vérifications minimales à faire aux états limites ultimes pour les situations de projet durables ou transitoires les plus défavorables en cours de construction et d'exploitation

	ELU type	Approche	Pente et talus	Remblai renforcé	Sol cloué
Justification de la géométrie du massif					
Stabilité externe					
Glissement sur le sol support	GEO	2		oui	oui
Poinçonnement du sol support	GEO	2		oui	oui(2)
Stabilité générale	GEO	3	oui(1)	oui(1)	oui
Justification de la distribution des renforcements et du parement					
Stabilité interne					
Distribution des renforcements					
Résistance de traction	STR	2	oui	oui	oui
Résistance d'interaction	STR	2	oui	oui	oui
Résistance du parement	STR	2	oui	oui	oui
Stabilité mixte	GEO/STR	3	oui	oui(3)	oui

(1) sauf cas simple de massif établi sur un site tabulaire favorable ;
(2) sauf exception (justification intégrée dans la stabilité mixte ;
(3) sauf mur « classique », CC < 3, conditions de site simples et connues.

Nous présentons dans la suite différentes méthodes de détermination du coefficient de sécurité, le facteur partiel de modèle se déduisant par pondération des actions, des propriétés des matériaux et des résistances par les facteurs partiels.

2.2 Cas d'une surface de rupture bidimensionnelle quelconque

Une autre méthode de calcul, utilisée dans le cas d'une surface de rupture de forme quelconque, est la méthode dite des perturbations. C'est une méthode globale qui exprime l'équilibre de tout le massif limité par la surface de rupture ; ce massif est soumis à son poids et à la résultante de toutes les contraintes σ et τ le long de la surface de rupture.

La répartition de la contrainte normale est cette fois encore inconnue. La méthode pose l'hypothèse suivante : la contrainte normale σ sur une facette tangente à la surface de rupture (inclinaison α) s'écrit comme une perturbation de la contrainte $\sigma_0 = \gamma \cdot h \cdot \cos^2\alpha$ normale à une facette inclinée à α, à une profondeur h, dans un massif infini incliné à α. Deux paramètres de perturbation interviennent : λ et μ. On peut par exemple utiliser l'expression : $\sigma = \sigma_0\,(\lambda + \mu \tan \alpha)$

Le problème consiste alors, après discrétisation en tranches verticales, à résoudre un système de trois équations (équilibres des efforts horizontaux, des efforts verticaux et des moments) à trois inconnues (λ, μ, F).

2.3 Cas d'une pente dans un massif rocheux

La rupture des pentes et déblais dans les massifs de roches dures, possédant un réseau de discontinuités bien défini, fait en général intervenir suivant l'orientation de la pente par rapport à celle des discontinuités :

- le glissement de blocs ou de coins de rocher ;
- le renversement de blocs ou de dalles ;
- une combinaison de renversement et de glissement,

On peut considérer une surface de glissement circulaire dans les massifs de sols raides ou cimentés, les roches très fissurées et les roches tendres.

2.4 Introduction d'une force extérieure

On est fréquemment amené à évaluer la stabilité d'un versant soumis, en sus de son poids, à une force extérieure telle que la charge apportée par un appui d'ouvrage, le renforcement par ancrage de la pente ou une action sismique.

Les renforcements rigides apportent un gain de stabilité de deux façons : introduction d'une force extérieure stabilisatrice et supplément de résistance au cisaillement sur la surface de rupture par augmentation de la contrainte normale. La prise en compte de ces renforcements dans le calcul du coefficient de sécurité se fait différemment selon qu'on utilise une méthode de calcul d'équilibre de tranches ou d'équilibre global.

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

Dans le cas d'une méthode d'équilibre global (rupture plane, méthode des perturbations), il suffit d'ajouter dans les équations d'équilibre les efforts apportés par les éléments de renforcement. La détermination de ces efforts dépend, quant à elle, du type de renforcement et de la démarche de justification que l'on suit.

Dans le cas d'une méthode d'équilibre de tranches (méthode de Bishop), il est nécessaire d'affecter un angle de diffusion à l'effort introduit par l'inclusion afin de ne pas modifier de façon trop importante l'état d'équilibre d'une seule tranche de massif.

Pour évaluer la stabilité d'un talus sous sollicitations sismiques, on peut employer la méthode pseudo-statique, dans laquelle l'action sismique est schématisée par une force constante appliquée à la masse instable. Les accélérations maximales horizontales a_g et verticale a_{vg} de référence au niveau d'un sol de type rocheux (classe A au sens de la norme NF EN 1998-1 :2005) définies par l'arrêté du 22/10/2010 doivent être multipliées par un coefficient d'amplification topographique S_T défini à l'annexe A de la norme NF EN 1998-5 :2004.

2.5 Méthodes de réduction des paramètres de cisaillement *c-φ*

L'utilisation de la méthode des éléments finis ou différences finies en stabilité des pentes présente l'avantage de ne pas faire d'hypothèses sur le mécanisme de rupture et de prendre en compte la déformabilité des matériaux, ce qui nécessite de choisir un modèle de comportement pertinent et un état de contrainte initial représentatif du massif naturel ou artificiel.

Toutefois l'absence de notion directe de coefficient de sécurité dans ces méthodes nécessite de mettre en œuvre la méthode de réduction c-ϕ pour déterminer les coefficients de sécurité γ_M.

Cette méthode de réduction c-φ consiste à définir des paramètres initiaux (correspondant à une situation d'équilibre) puis à enchaîner des calculs pour une phase donnée avec réduction égale de ceux-ci jusqu'à déterminer un état instable entrainant une non convergence du calcul.

$$c'_n = \frac{c'}{\gamma_{c;MEF}} \text{ et } \tan\varphi'_n = \frac{\tan\varphi'}{\gamma_{\varphi;MEF}}$$

Les valeurs des coefficients ainsi déterminés sont comparées aux valeurs des facteurs partiels préconisés sur les propriétés des matériaux.

L'évaluation de la cinématique est réalisée par l'observation des normes des incréments de déplacement, des déformations déviatoriques plastiques cumulées et des incréments de la déformation déviatorique plastique. Cette méthode permet pour des lignes de rupture proches de celles définies lors d'un calcul à la rupture d'obtenir des coefficients de sécurité du même ordre de grandeur.

La capacité de prise en compte de l'eau et des effets de saturation partielle avec ces outils permet sur des projets détaillés ou des expertises d'obtenir des ruptures réalistes.



3 Les exigences de la norme NF P 94-270

On entend par éléments résistants les structures telles que :

- murs de soutènement ;
- tirants d'ancrage et murs ancrés ;
- clouages par des barres, des micropieux ;
- rangées de pieux, de barrettes ou de profilés métalliques verticaux.

Ces techniques ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais visent à réduire ou à arrêter les déformations. Elles sont intéressantes dans les cas où les solutions curatives (terrassements et drainages) ne peuvent pas être techniquement ou économiquement mises en œuvre.

Il est possible de mettre en place des éléments résistants à titre préventif, de façon à éviter les déplacements, dont une conséquence serait de diminuer la résistance au cisaillement des sols. La compatibilité des déplacements du sol et des structures doit être prise en compte lors du choix de ce type de technique. En effet, dans le cadre de travaux de stabilisation de glissements de terrain très actifs, l'exécution d'ouvrages rigides tels que des tirants précontraints n'est pas envisageable : les déplacements du sol conduiraient à la rupture des tirants. Il est préférable de construire, dans ces cas, des ouvrages qui supportent mieux les déformations.

Les différents états limites ultimes à considérer pour les ouvrages en sols renforcés sont :

- les états limites d'instabilité externe locale, par glissement sur la base du massif ou par poinçonnement du sol de fondation ;
- l'état limite d'instabilité externe générale, par grand glissement le long d'une ligne de rupture extérieure au massif renforcé ;
- les états limites d'instabilité interne du massif :
  - par défaillance des renforcements à la construction ou lors de l'utilisation, soit par insuffisance de leur résistance structurelle à la traction (possible endommagement, altération ou fluage de ces éléments), soit par insuffisance de la résistance de l'interaction entre les renforcements et le terrain ;
  - par défaillance du parement, soit par insuffisance de résistance de celui-ci, soit par insuffisance de résistance des dispositifs de liaison aux renforcements ;
- l'état-limite d'instabilité mixte, par un mécanisme de grand glissement le long d'une ligne de rupture interceptant des lits de renforcement.

On doit vérifier qu'aucun de ces états limites ne peut être atteint au cours de la construction d'un ouvrage en sols renforcés ni pendant sa durée d'utilisation prévue.

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

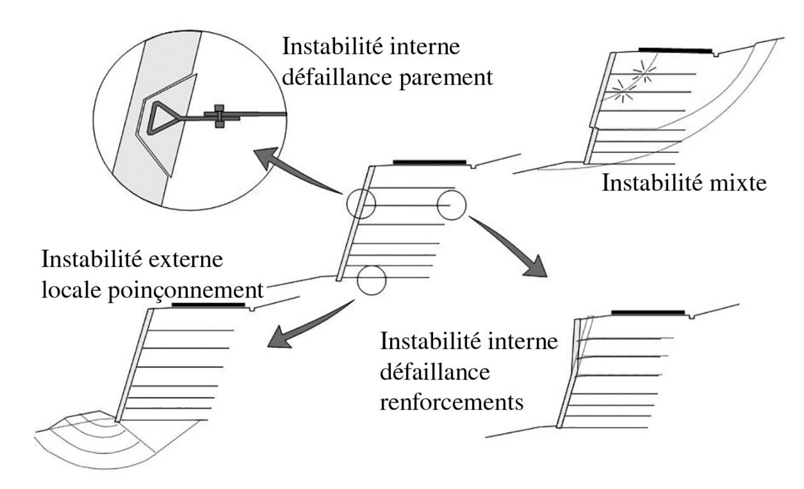


Figure 9.2 – Exemples d'états limite

3.1 Les principes de justification

Les structures obtenues à partir de gabions, de murs cellulaires, ou de sols renforcés par fils, par armatures synthétiques ou métalliques, par nappes de géotextiles, par grilles métalliques ou synthétiques sont des ouvrages souples. On prend en compte dans le calcul l'effort limite que peut supporter le clou ou l'effort réellement mobilisé dans les inclusions après un déplacement de sol le long de la surface de rupture.

Ces ouvrages fonctionnent comme des massifs poids. On les dimensionne en deux phases : vis-à-vis de la stabilité interne selon une méthode propre à chacune des techniques, et vis-à-vis de la stabilité externe globale ainsi que décrit précédemment et de la stabilité externe locale telle qu'au chapitre 8 (le mur en sols renforcés est réputé se comporter comme un mur poids monolithique). Ces techniques, qui admettent des déformations du sol, sont utilisées nettement plus couramment que les murs rigides.

La justification de ces ouvrages nécessite de définir :

- la géométrie avec la valeur nominale des dimensions et des niveaux d'eau et leur incertitude ;
- les actions (permanentes, variables, accidentelles) dues aux poids propres des terrains (la poussée par exemple), aux charges transmises par le terrain, à l'eau et leurs valeurs caractéristiques ;
- les propriétés du terrain en place, du matériau de remblai de la zone renforcée, d'interaction matériau de remblai-renforcement, des matériaux de remblai adjacent, des renforcements (acier (éléments linéaires ou grillages), géosynthétiques (PET, PEHD, PP, PA, etc.), béton, etc.

Les vérifications minimales qu'il y a lieu d'effectuer sont résumées dans le tableau 9.2.

La vérification de la distribution des renforcements et du parement est réalisée sur la base de modèles de calcul validés sur des retours d'expérience ou des modélisations numériques en déformations (mettant en œuvre par exemple la méthode des éléments finis ou des différences finies).

a) Le calcul de portance

La stabilité externe est étudiée comme pour les murs de soutènement (voir chapitre 8) et la portance en se référant aux méthodes données au chapitre 5 en tenant compte d'une plus grande excentricité de la composante verticale induite par la géométrie à l'arrière du massif. Lorsque l'excentricité aval est supérieure au quart de la base du mur (B/4) l'utilisation de la procédure applicable aux fondations superficielles rigides est à vérifier.

Les déplacements du massif liés à une faible portance ou un phasage défavorable peuvent être évalués de manière empirique. Les modèles numériques permettent également d'évaluer la déformabilité mais aussi la stabilité à l'aide de la méthode c-φ réduction telle que décrite au paragraphe 9.2.5.

b) Le calcul de glissement

Il est à réaliser selon la norme NF P 94-281 (chapitre 8).

c) Le calcul de la stabilité générale

La stabilité générale est traitée selon la méthode générale détaillée au paragraphe 9.2.

3.2 Sols renforcés

La stabilité interne est évaluée à partir d'un modèle basé sur des mesures collectées sur des ouvrages similaires comme la ligne des tractions maximales. Puis, on doit vérifier pour chaque lit de renforcement :

- la résistance structurelle ;
- la résistance d'interaction sol-renforcement ;
- la résistance des dispositifs de liaison ;
- au niveau de chaque lit la résistance structurelle du parement.

Afin de justifier la stabilité interne d'une section d'un ouvrage en sol renforcé à partir de la connaissance de la géométrie de l'ouvrage, des actions qui lui sont appliquées et des fonctions qu'il remplit, il convient d'estimer pour chaque lit de renforcements la valeur de calcul de l'effort de traction ($T_{\max;d}$) sur la ligne des tractions maximales ainsi qu'au point d'attache au parement ($T_{par;d}$).

a) Résistance structurelle

Pour démontrer qu'un lit de renforcement supportera l'effort de traction de calcul avec la sécurité adéquate vis-à-vis d'une rupture ou d'un allongement excessif, on doit vérifier que les inégalités suivantes sont satisfaites pour tous les cas de charge et de combinaisons de charges :

- d'une part, au point de traction maximale :

$$T_{\max;d} \leq R_{tc;d}$$

- d'autre part, à l'attache au parement :

$$T_{par;d} \leq R_{ta;d}$$

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

où, par mètre de parement, T_d est la valeur de calcul de l'effort de traction maximal et R_d est la valeur de calcul de la résistance ultime de traction.

La valeur de calcul de la résistance ultime de traction doit tenir compte de la diminution de résistance possible au cours de la durée d'utilisation du projet, du fait des agressions mécaniques et chimiques et du fluage des renforcements :

$$R_{tc;d} = \rho_{end} \cdot \rho_{flu} \cdot \rho_{deg} \cdot \frac{R_{t;k}}{\gamma_{M;t}}$$

où les coefficients de réduction ρ traduisent les diminutions de résistance possibles au point considéré (point de traction maximale ou point d'attache au parement) du fait des agressions mécaniques subies par les renforcements (géosynthétiques) lors de leur mise en place dans l'ouvrage (indice end) des phénomènes de fluage qui peuvent affecter la structure du matériau constitutif des renforcements (indice flu) des agressions chimiques dues à l'environnement dans lequel les renforcements se trouvent placés (indice deg).

$R_{t;k}$ est la résistance de traction caractéristique du lit de renforcement ($R_{tc;k}$ ou $R_{ta;k}$) par mètre de parement.

$\gamma_{M;t}$ est le facteur de sécurité partiel pour la résistance à la traction des éléments de renforcement.

b. Résistance d'interaction sol – renforcement

La vérification concerne le risque de rupture par défaut d'adhérence. La valeur de calcul de la résistance ultime d'interaction doit être calculée en appliquant l'équation :

$$R_{f;d} = \frac{\tau_{\max;k} \cdot P_s \cdot L_a}{\gamma_{M;f}}$$

où

$\tau_{\max;k}$ est la valeur caractéristique de la contrainte maximale de cisaillement mobilisable sur la surface conventionnelle de contact entre le terrain et un lit de renforcement ;

P_s est le périmètre conventionnel de cette surface, par mètre de parement ;

L_a est la longueur du lit de renforcement au-delà de la ligne de traction maximale ;

$\gamma_{M;f}$ est le facteur de sécurité partiel pour la résistance d'interaction des éléments de renforcement.

c. Résistance des dispositifs de liaison au parement

Les dispositifs de liaison des lits de renforcements au parement d'un ouvrage en sols renforcés doivent supporter la charge de calcul avec une sécurité adéquate vis-à-vis d'une rupture par défaut de résistance.

$$\frac{T_{par;d}}{N} \le R_{ta;d}$$

Avec : $T_{par;d}$ la valeur de calcul de l'effort de traction, par mètre de parement, au point où le lit de renforcement est attaché au parement, N le nombre de points d'attache individuels, par mètre de parement, du lit de renforcement considéré et $R_{ta;d}$ la valeur de calcul de la résistance de traction ultime d'un point d'attache.

d. Résistance structurelle du parement

La capacité du parement d'un ouvrage en sols renforcés à supporter la charge de calcul avec une sécurité adéquate vis-à-vis d'une rupture par défaut de résistance, doit être vérifiée au niveau du lit de renforcement considéré.

$$\sigma_{par;d} \leq R_{par;d}$$

Avec : $\sigma_{par;d}$ la valeur de calcul de la contrainte moyenne appliquée au parement et $R_{par;d}$ la valeur de calcul de la résistance ultime du parement, définie comme la pression moyenne ultime qu'il peut supporter, avec la même configuration géométrique, pour une répartition semblable de la pression des terres, en tenant compte du matériau dont il est constitué, de la façon dont sa stabilité mécanique est assurée et de la distribution des points d'accrochage, de la répartition de la pression des terres.

3.3 Tirants ou ancrages

La section 8 de l'Eurocode 7 traite des ancrages précontraints ou non pour assurer la stabilité de pentes.

Ces appuis employés pour stabiliser des écrans sont traités dans le chapitre 7.

Le principe consiste à réduire les forces actives du glissement et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture. Pour ce faire, on ancre des ancrages généralement constitués de câbles d'acier multi-torons dans le terrain stable situé sous la surface de rupture, et on applique en tête un effort de traction. Cet effort peut être réparti sur la surface du terrain par l'intermédiaire de plaques ou de petits massifs en béton armé. Dans de nombreux cas, les ancrages sont combinés à un mur ou à des longrines.

L'utilisation d'ancrages précontraints suppose :

- qu'on ait déterminé la force d'ancrage nécessaire par mètre linéaire de glissement pour assurer une valeur suffisante du facteur partiel de modèle ;
- qu'on justifie le choix et les caractéristiques des ancrages.

Le premier point nécessite la réalisation d'une étude de stabilité. Dans le cas d'un glissement à trois blocs, comme représenté sur la figure 9.3, les calculs sont assez simples et peuvent être conduits de la façon suivante. La masse instable peut être assimilée au bloc ABCD avec un état de poussée sur AB (force P) et de butée sur CD (force B). Si l'on suppose que le terrain est homogène et sec, le coefficient de sécurité initial est donné par :

$$F = \frac{c' \cdot l + \left(W \cdot \cos\beta + B \cdot \sin\beta - P \cdot \sin\beta\right) \cdot \tan\varphi'}{W \cdot \sin\beta + P \cdot \cos\beta - B \cdot \cos\beta} = \frac{numérateur\ a}{dénominateur\ b}$$

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

Si l'on applique un effort d'ancrage Φ, le coefficient de sécurité devient :

$$F + \Delta F = \frac{a + \Phi \cdot \cos\delta \cdot \tan\varphi'}{b - \Phi \cdot \sin\delta}$$

Pour une valeur ΔF à atteindre, on peut minimiser l'effort d'ancrage en faisant varier l'inclinaison. L'effort Φ minimal est obtenu pour :

$$\delta = \operatorname{atan}\left(\frac{F + \Delta F}{\tan\varphi'}\right)$$

Il est prudent de se réserver la possibilité de venir reprendre la tension dans les ancrages, aussi bien en cas d'augmentation que de diminution de celle-ci.

La réalisation d'essais est nécessaire pour justifier la stabilité des structures comme décrit au chapitre 7.

Par ailleurs, il est judicieux de prévoir un suivi régulier des déformations du terrain (par le biais de tubes inclinométriques) et des cales dynamométriques pour la surveillance des tensions dans les ancrages.

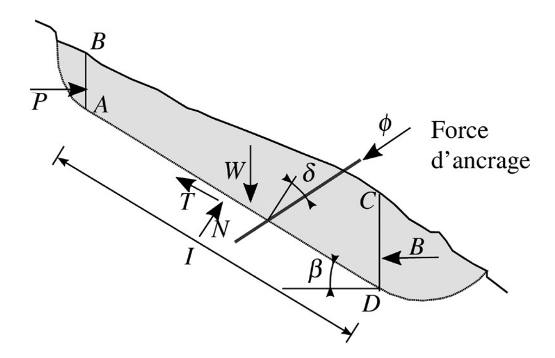


Figure 9.3 – Stabilisation par ancrages précontraints : dimensionnement d'un tirant à l'aide d'un modèle à trois blocs

3.4 Renforcement par inclusions

Le renforcement par inclusions a été largement employé durant les dernières années comme une technique de stabilisation des pentes instables. La raison en est qu'il est aisé et rapide à mettre en œuvre et qu'il n'affecte pas la géométrie du site. On distingue habituellement deux catégories d'inclusions, en fonction de l'inertie des armatures utilisées :

- les clous et micropieux, constitués d'une armature de faible inertie (barres ou profilés métalliques par exemple) et d'un coulis d'injection, et placés obliquement ou verticalement (figure 9.4) ;
- les pieux et barrettes (fûts de béton armé, viroles en acier remplies de béton), qui sont des éléments de grande rigidité, mis en place verticalement.

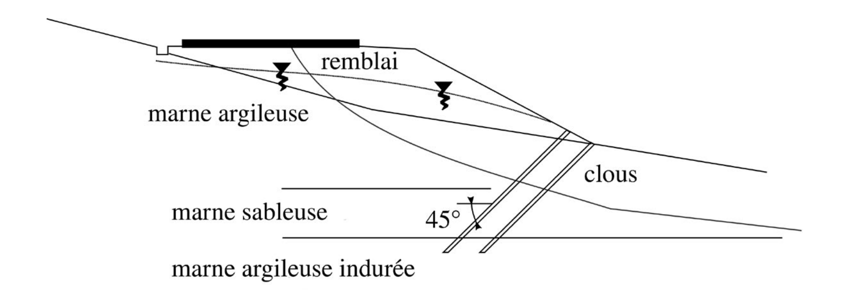


Figure 9.4 – Exemple de clouage d'un glissement

a) Clous et micropieux

La stabilisation d'un glissement de terrain par clouage repose sur le principe suivant : la partie supérieure du massif en mouvement engendre une déformation des clous ; les efforts qui en résultent sont transmis par les clous au substratum, qui s'opposent alors au mouvement. L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement dans le clou. Pour que ces efforts stabilisateurs soient mobilisés, il est nécessaire qu'il se produise des déplacements relatifs sol/clou. Le clouage a donc un effet progressif et des mouvements résiduels se produisent encore après le clouage. Par ailleurs, on ne peut pas stabiliser par cette technique des glissements de grande ampleur, qui nécessiteraient l'introduction d'efforts considérables.

Le dimensionnement d'un ouvrage de confortement par clouage se fera en justifiant une sécurité suffisante vis-à-vis des risques de rupture, qui se situent :

- dans le clou (barre ou tube d'acier) par traction et /ou cisaillement ;
- au contact sol /clou, dans la partie inférieure d'ancrage (arrachement du clou) ;
- dans le sol, le long de la surface de rupture par insuffisance d'efforts apportés par les clous ;
- et bien entendu dans le sol, pour des glissements en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des clous), ou en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, ou en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant.

Il convient de modéliser le massif en s'attachant à reproduire les phases de construction, en considérant la raideur axiale nominale des clous dans leur état initial et un frottement axial limite représentatif par excès. Les efforts de traction ainsi déterminés sont ensuite comparés à la résistance ultime de traction des clous en tenant compte de la réduction de leur section due à la corrosion. L'effort tangentiel entre le sol et le clou (interaction sol /clou) est majoré par l'effort limite $P \cdot q_s$ où P est le périmètre du clou et q_s le frottement latéral unitaire, lequel peut être évalué à partir d'essais d'arrachement ou d'essais pressiométriques.

L'évaluation de l'amélioration de la sécurité au glissement se fait en utilisant une méthode de calcul de stabilité de pente dans laquelle on introduit les efforts apportés par

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

les clous (voir § 8.3.2). Deux options sont possibles pour introduire les efforts résistants apportés par les clous :

- prendre en compte les efforts maximaux admissibles pour le clou et le contact sol/clou (éventuellement donnés par l'application du multicritère) diminués par l'application du facteur partiel de modèle ;
- prendre en compte les efforts engendrés dans le clou par le déplacement de sol le long de la surface de rupture, déplacement que l'on choisit tel que la structure puisse le tolérer.

b) Pieux et barrettes

Les éléments nécessaires au calcul de ce type de stabilisation sont décrits par la norme NF P94-262 dans la section 13.

La stabilisation d'un glissement par des **pieux** ou des **barrettes** procède du même principe que précédemment. Mais, compte tenu de leur inertie importante, les pieux travaillent principalement en flexion/cisaillement quand les clous de faible inertie travaillent en traction/flexion. Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux (tubes métalliques ou pieux en béton armé) dans le tiers central de la pente instable.

Les risques de rupture d'un confortement par pieux ou barrettes se situent :

- dans le pieu par flexion /cisaillement ;
- au contact terrain /pieu, en sollicitation latérale du sol par le fût du pieu (plastification du terrain) ;
- dans le terrain, le long de la surface de rupture, par insuffisance d'efforts apportés par les pieux ;
- dans le terrain, si un glissement se produit en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des pieux), en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant.

Le déplacement du terrain en glissement mobilise latéralement le pieu qui oppose au sol une réaction. Cette réaction est évaluée à l'aide des courbes de réaction p-y définies par la norme NF P94-262 à partir de relations avec le module pressiométrique Ménard (voir chapitre 6). Comme dans le cas du clouage, l'évaluation de la sécurité au glissement se fait en utilisant une méthode de calcul de stabilité de pente, dans laquelle on introduit les efforts apportés par les pieux.

Entraînez-vous

9.1 Un glissement de versant

L'analyse des mouvements d'un versant à l'aide d'inclinomètres et d'observations du terrain ont permis de mettre en évidence une surface de rupture située à une profondeur maximale de 10 m (figure 9.5). Les résultats des essais de laboratoire, très dispersés du fait de l'hétérogénéité du sol, donnent comme valeurs moyennes : $\gamma = 18$ kN/m^3 $c' = 10$ kPa $\varphi' = 25°$.

Les relevés piézométriques indiquent que la nappe est affleurante au terrain naturel, l'écoulement est parallèle à la pente.

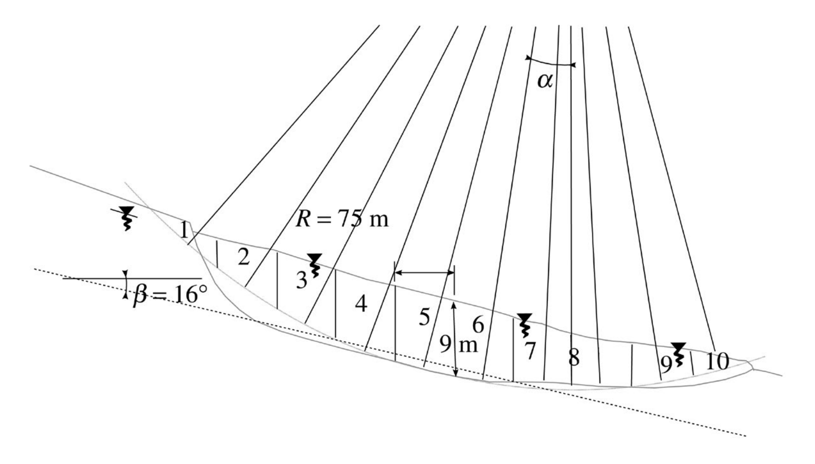


Figure 9.5 – Surface de rupture

1. On analyse en première phase, la stabilité du versant en assimilant la rupture à une rupture plane. Quel est le coefficient de sécurité du versant ?

2. On analyse ensuite la rupture en l'assimilant à une rupture circulaire, et on calcule le coefficient de sécurité par la méthode de Bishop (10 tranches). Quel est le coefficient de sécurité ?

On donne par tranche :

Tableau 9.3 – Caractéristiques des tranches

numéro tranche	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
hauteur inter-tranches	0	4	7,5	9	9,8	10	8,5	7	5,5	3,5	0 m
angle α	41,5	34,5	27,5	21	15	9	3,5	–2,5	–8,5	–14,5	0

3. Quel rabattement de la nappe faut-il envisager pour augmenter de 50 % le coefficient de sécurité (cas du glissement plan) ?

9.2 Un remblai instable

On construit rapidement, sans précautions particulières, un remblai en tête d'une pente. Constitué de matériaux divers de poids volumique moyen $\gamma = 20$ kN/m^3, il atteint la hauteur de 4 m, lorsque se développe une rupture profonde (figure 9.6).

1. Quelle est la cohésion à court terme du matériau, en supposant qu'il est homogène ?

2. Quel était le coefficient de sécurité du talus seul à court terme ?

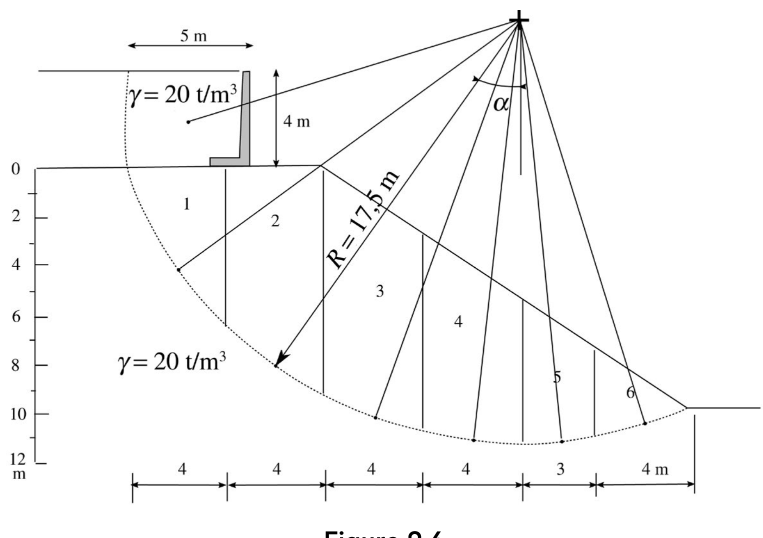


Figure 9.6

9.3 Mur en sol renforcé

On projette de réaliser une bretelle d'accès à une petite ville comportant un passage supérieur à deux voies au-dessus d'une 2 × 2 voies. Cet ouvrage bordé par un canal à grand gabarit doit passer à proximité d'une ligne à haute tension parallèle à la voie rapide.

Le site est constitué d'une couche de remblais récents de 2 m d'épaisseur reposant sur des alluvions modernes et subactuels. C'est une couche de 10 m de limon plus ou moins homogène, qui contient une nappe à surface libre sur toute sa hauteur et qui est limitée à sa base par une couche de grave compacte.

Il est envisagé de réaliser les culées du pont en sol renforcé. La culée repose sur le remblai récent. Sous le parement en écailles en béton de 22 cm d'épaisseur sera réalisée une semelle de réglage en gros béton de 35 cm de large et 15 cm d'épaisseur. La géométrie du mur est donnée sur la figure 9.7. Les armatures sont des bandes en acier galvanisé et en première approche font 100 × 3 mm et 9 m de longueur.

Le matériau de remblai utilisé est un sable alluvionnaire dont les caractéristiques sont données sur la figure 9.7.

On va s'intéresser à l'équilibre interne (rupture du parement, rupture d'armature) et à l'équilibre externe local.

- Équilibre interne au niveau du parement

Les calculs des pressions et des tractions dans les armatures ne seront faits que pour les niveaux suivants : à mi-hauteur du mur et sous le mur.

Les efforts exercés sur le massif sont :

- l'effort vertical F_v du tablier appliqué au milieu du sommier hors mur. Le poids propre du tablier sans superstructure moins la réaction d'appui hyperstatique de précontrainte donnée par le maître d'œuvre et qui est de 125 kN/ml de parement. On néglige l'effort horizontal.
- La poussée P_S du remblai derrière le sommier en considérant l'interface lisse. On rappelle que $P_S = 0{,}5 \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h_1^2\ (+K_a \cdot q \cdot h_1)$
- La surcharge uniforme de roulement $q = 10$ kN/m^2 s'exerçant au sommet du remblai au niveau du tablier.
- Le poids propre du sommier (poids volumique du béton égal à 25 kN/m^3).
- La poussée P_R du remblai derrière le massif.

1. Calculer la valeur de ces différents efforts au niveau du sommier en précisant leurs composantes horizontale et verticale.

2. Calculer les moments des différents efforts s'appliquant sur le sommier par rapport à l'arête du sommier A. En déduire le bras de levier de la résultante verticale.

3. Calculer l'excentricité e par rapport à l'axe médian du sommier et déduisez en la pression verticale réelle à la base du sommier par la méthode de Meyerhof.

$$p = \Sigma F_v/(a - 2.e)$$

Déduisez la pression réduite p' en soustrayant à la pression réelle p la charge appliquée par la stucture de chaussée (y compris surcharge).

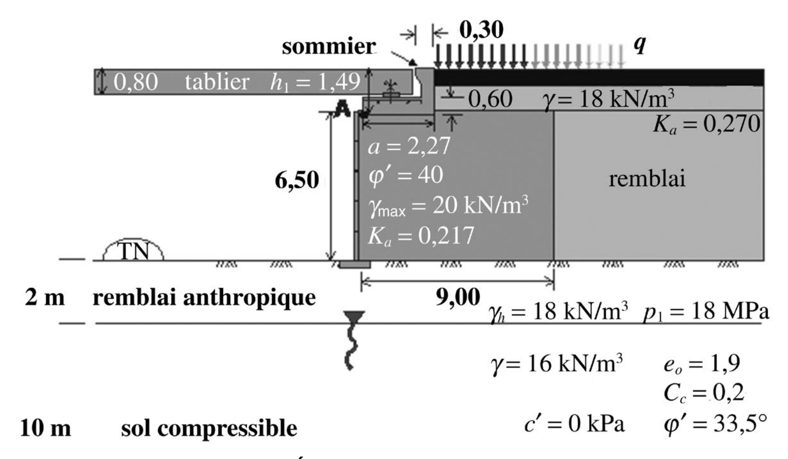


Figure 9.7 – Éléments géométriques de la culée

3. Le calcul des tractions dans les différents lits d'armature est fait en considérant que les surcharges en tête du mur sont équivalentes à la somme d'une pression $\gamma \cdot h_1 + \gamma_{max} \cdot z + q$ qui se diffuse uniformément et de la pression réduite p' qui est supposée se diffuser dans le mur suivant une répartition $H/V = 1/2$.

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

Calculez la pression verticale au niveau $z = 3{,}25$ m.

Déduisez la pression horizontale correspondante.

4. Soit ΣF_H la somme des efforts horizontaux sous le sommier appliquée uniformément sur la distance $a - 2.e$, on suppose que les tractions dans les armatures dues à ces efforts se répartissent linéairement sur la hauteur :

$$z_0 = (a - 2 \cdot e) \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

Donnez une valeur de z_0.

Si la hauteur de calcul est inférieure à z_0, calculez l'incidence sur la contrainte liée à l'effort horizontal dû à la poussée du remblai derrière le sommier.

5. Le nombre d'armature au m^2 étant de 2,67 déduisez la traction dans les armatures du niveau étudié.

6. Déterminer l'effort vertical appliqué par le massif à sa base sous le parement (on supposera que le pont fait 15 m de largeur).

Calculez les tassements attendus par la méthode œdométrique en négligeant le tassement dû au remblai anthropique.



9.1 **1.** on considère pour le calcul simplifié de glissement plan à long terme les poids déjaugés dans les efforts résistants et les poids totaux pour les efforts déstabilisant :

$$W = H \cdot L \cdot \gamma = 9 \text{ m} \cdot 8 \text{ tranches} \cdot 9 \text{ m} \cdot 18 = 11\,664$$

$$W' = H \cdot L \cdot (\gamma - \gamma_W) = 9 \cdot 8 \cdot 9 \cdot (18 - 10) = 5\,184$$

La tranche supérieure transmet une poussée :

$$P = \frac{\gamma' \cdot H^2}{2} \cdot K_p = \frac{(18-10) \cdot 9^2}{2} \cdot \tan^2\left(45 - \frac{25}{2}\right) = 131{,}5$$

La tranche inférieure présente une butée :

$$B = \frac{\gamma' \cdot H^2}{2} \cdot K_a = \frac{(18-10) \cdot 9^2}{2} \cdot \tan^2\left(45 + \frac{25}{2}\right) = 798{,}3$$

On utilise ici l'approche 3 :

$$\frac{\dfrac{c'}{\gamma_{c'}} \cdot L + \left(W \cdot \cos\beta + \dfrac{B}{\gamma_{R;b}} \cdot \sin\beta - \gamma_{R;b} \cdot P \cdot \sin\beta\right) \cdot \dfrac{\tan\varphi'}{\gamma_{\varphi'}}}{W \cdot \sin\beta + \gamma_{R;b} \cdot P \cdot \cos\beta - \dfrac{B}{\gamma_{R;b}} \cdot \cos\beta}$$

$$= \frac{\dfrac{10}{1{,}25} \cdot 72 + \left(5\,184 \cdot \cos 16 + \dfrac{798}{1} \cdot \sin 16 - 1{,}35 \cdot 131 \cdot \sin 16\right) \cdot \dfrac{\tan 25}{1{,}25}}{11\,664 \cdot \sin 16 + 1{,}35 \cdot 131 \cdot \cos 16 - \dfrac{798}{1} \cdot \cos 16} = \frac{2\,499}{2\,618}$$

$= 0{,}95 < \gamma_{s;d}$

2. On calcule les contraintes normale et tangentielle à la base de chaque tranche.

Tableau 9.4

Numéro tranche	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
Hauteur inter-tranches	0	4	7,5	9	9,8	10	8,5	7	5,5	3,5	0 m
Angle α	41,5	34,5	27,5	21	15	9	3,5	–2,5	–8,5	–14,5	
Hauteur moyenne	2	5,75	8,25	9,4	9,9	9,25	7,75	6,25	4,5	3,5	
σ_n	36	103,5	148,5	169,2	178,2	166,5	139,5	112,5	81	63	
Numérateur	18,65	30,53	36,78	38,62	38,87	36,05	31,19	26,68	21,67	19,05	
Dénominateur	23,85	58,62	68,57	60,64	46,12	26,05	8,52	–4,91	–11,97	–15,77	



$$\frac{\sum\left[\frac{c'}{\gamma_{c'}}+\left(\sigma_n-u_n\right)\cdot\frac{\tan\varphi'}{\gamma_{\varphi'}}\right]\cdot\frac{1}{\cos\alpha_n}}{\sum\gamma\cdot h_n\cdot\sin\alpha_n}=\frac{298}{259}=1{,}15<\gamma_{s;d}$$

3. On cherche la valeur du poids du bloc présente dans le numérateur qui permet d'atteindre une valeur de $\gamma_{s;d}$ supérieure à 2.

$$576{,}8+((\gamma\cdot(H-h_w)-\gamma_w\cdot h_w)\cdot L\cdot\cos 16+171{,}2)\cdot 0{,}373=2\ 618\cdot 1{,}2$$

$$((18\cdot(9-h_w)-10\cdot h_w))=96{,}9$$

$$h_w=2{,}3\text{ m}$$

Un abaissement de 2,3 m permettrait de remonter le niveau de sécurité au dessus de 1,2.

9.2 **1.** Pour déterminer la cohésion non drainée au moment de la rupture, on ne pondère pas les résistances des matériaux.

Tableau 9.5

Numéro tranche	1	2	3	4	5	6	bloc
Hauteur inter-tranches	0	3,24	4,62	4,00	2,96	1,81	
Angle α	54,5	36,0	20,6	6,7	–5,4	–16,8	73,2
Hauteur moyenne	1,6	3,9	4,3	3,5	2,4	0,9	4
σ_n	32,4	78,6	86,2	69,6	47,7	18,1	80,0
Largeur b	4	4	4	4	3	4	5
Numérateur	199,57	143,35	123,89	116,80	87,39	121,19	
Dénominateur	105,40	184,65	121,05	32,63	–13,53	–20,95	382,83

$$\frac{\sum\frac{c_u}{\gamma_{cu}}\cdot b_i\cdot\frac{1}{\cos\alpha_i}}{\sum\gamma\cdot h_i\cdot b_i\cdot\sin\alpha_n+\gamma_R\cdot h_R\cdot b_R\cdot\sin\alpha_R}=1$$

2. En l'absence de remblai, le facteur partiel de sécurité à court terme avec le coefficient partiel γ_{cu} appliqué à la cohésion non drainée, est égal à 1,38.

9.3 Équilibre interne au niveau du parement

1. Les valeurs des différents efforts exercés sur le massif sont déduites des informations données dans l'énoncé. Le poids propre du sommier est séparé en deux composantes qui n'ont pas le même bras de levier par rapport à A. On prend en compte la poussée due à la surcharge derrière le sommier et le remblai.



Tableau 9.6

Effort	Symbole	V (kN/ml)	H (kN/ml)	d_A	M_A
Effort vertical du tablier	F_v	125		$(a - 0{,}3)/2$ $= 0{,}985$	123,1
Poids propre du sommier	$Q_1 = 0{,}60 \cdot a \cdot \gamma_b$ $= 0{,}60 \times 2{,}27 \times 25$	34,05		$a/2 = 1{,}135$	38,65
	$Q_2 = 0{,}30 \cdot (h_1 - 0{,}60) \cdot \gamma_b$ $= 0{,}30 \cdot (1{,}49 - 0{,}60) \cdot 25$	6,67		$a - 0{,}3/2$ $= 2{,}12$	14,14
Surcharge uniforme de roulement sur le remblai	$(q + \gamma \cdot h_1)(9 - a)$	247,3		–	–
Poussée Q_{hs} derrière le sommier due à la surcharge	$Q_{hs} = K_a \cdot q \cdot h_1$ $= 0{,}270 \times 10 \times 1{,}49$		4,02	$h_1/2 = 0{,}75$	–3,01
Poussée P_S du remblai derrière le sommier	$P_S = 0{,}5 \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h_1^2$ $= 0{,}5 \times 0{,}270 \times 18 \times 1{,}49^2$		5,39	$h_1/3 = 0{,}5$	–2,69
Poussée du remblai derrière le massif de hauteur h_r	$P_R = 0{,}5 \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h_r^2$ $= 0{,}5 \cdot 0{,}270 \cdot 18 \cdot 6{,}5^2$		102,66	–	–
Poussée Q_{hr} derrière le remblai due à la surcharge	$Q_{hr} = K_a \cdot (q + \gamma \cdot h_1) \cdot h_r$ $= 0{,}270 \times 10 \times 6{,}5$		64,6	–	–
Total des efforts sur le sommier		165,7	9,41		170,19

2. Les moments des différents efforts d'interaction entre le sommier et le mur terre armée sont calculés par rapport à l'arête du sommier A. Leurs valeurs sont données dans le tableau 9.6 et les bras de levier définis sur la figure 9.8.

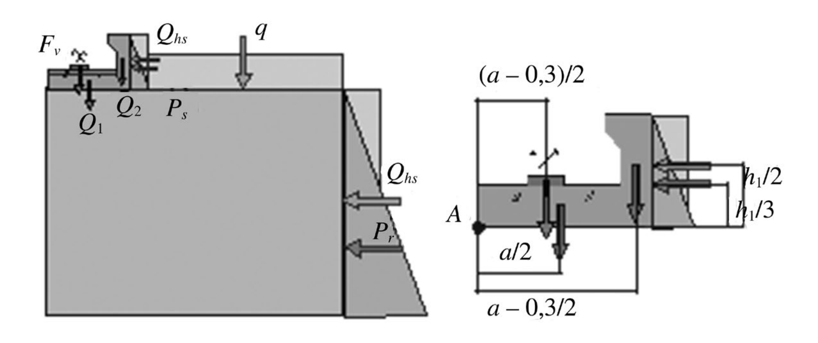


Figure 9.8 – Calcul des moments



Le plan d'interface entre le sommier et le mur passe par le point A ce qui annule les moments dus aux forces d'interaction horizontales existant dans ce plan (frottement sommier mur). Le bras de levier est donc :

$$D = \Sigma M_A / \Sigma V = 170/165 = 1{,}03$$

3. L'excentricité *e* par rapport à l'axe médian du sommier est calculée à partir du bras de levier par rapport à l'arête A :

$$e = a/2 - d = 2{,}27/2 - 1{,}0 = 0{,}108$$

La pression verticale réelle à la base du sommier est calculée sur la surface du sommier en compression par la méthode de Meyerhof.

$$p = \Sigma V/(a - 2 \cdot \mathrm{e}) = 80{,}66$$

La pression réduite p' est obtenue en soustrayant à la pression réelle p la charge appliquée par le remblai :

$$p' = p - \mathrm{g} \cdot h_1 - q = 80{,}66 - 18 \times 1{,}49 - 10 = 43{,}86$$

La nécessité de ce calcul est explicitée sur le dessin de la figure 9.9.

4. Le calcul des tractions dans les différents lits d'armatures est fait en considérant que les surcharges en tête du mur sont équivalentes à la somme d'une pression $\gamma \cdot (h_1 + z) + q$ qui se diffuse uniformément et de la pression réduite p' qui est supposée se diffuser dans le mur suivant une répartition $H/V = 1/2$.

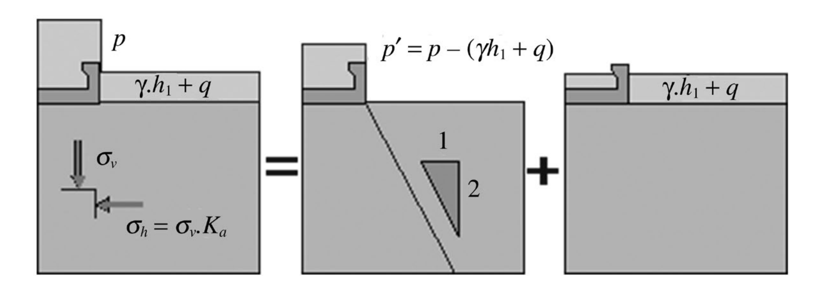


Figure 9.9 – Calcul des efforts horizontaux liés aux efforts verticaux

Le calcul de la pression verticale au niveau $z = 3{,}25$ m se fait donc en deux temps :

On calcule la force réduite due à la pression réduite :

$$Fr = \mathrm{p}' \cdot (a - 2.e)\ 90{,}1$$

Puis on calcule sa diffusion à laquelle on ajoute les contraintes verticales dues au poids propre du mur et la diffusion des surcharges :

$$\sigma_v = \frac{Fr}{(a - 2.e) + z/2} + \gamma_r \cdot h_1 + \gamma_m \cdot z + q = \frac{90{,}1}{(2{,}27 - 2.0{,}108) + 3{,}25/2} + 18 \cdot 1{,}49$$

$$+ 20 \cdot 3{,}25 + 10 = 126{,}3 \text{ kPa}$$



On en déduit la pression horizontale correspondante.

$$\sigma_h = K_a \cdot \sigma_v = 27{,}41 \text{ kPa}$$

5. La somme des efforts horizontaux sous le sommier ΣH est appliquée uniformément sur la distance $a - 2.e$. On suppose que les tractions dans les armatures dues à ces efforts se répartissent linéairement sur la hauteur :

$$z_0 = \left(a - 2.e\right).\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} = 4{,}40 \text{ m}\right)$$

La hauteur de calcul étant inférieure à z_0, on calcule l'incidence sur la contrainte liée à l'effort horizontal dû à la poussée du remblai et de la surcharge derrière le sommier.

L'incidence sur la contrainte due aux efforts horizontaux sous le sommier correspondante est :

$$\Delta\sigma_h = 2 \cdot \frac{\Sigma H}{z_0} \cdot \left(1 - \frac{z}{z_0}\right) = 2 \cdot 9{,}41/4{,}4 \cdot \left(1 - 3{,}25/4{,}4\right) = 1{,}11 \text{ kPa}$$

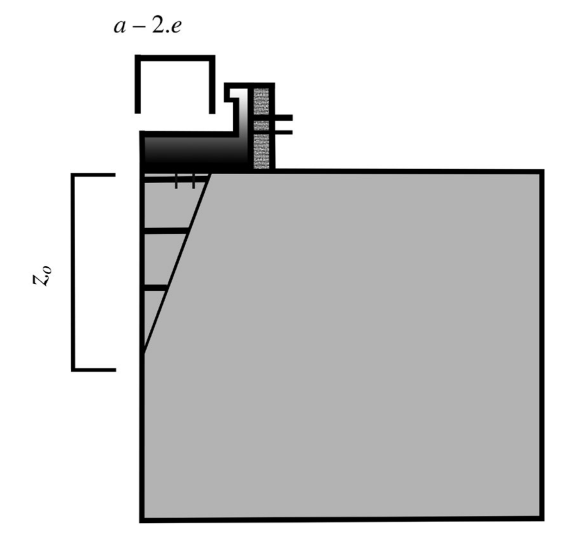


Figure 9.10 – Calcul des efforts horizontaux liés aux poussées

6. Le nombre d'armature au m^2 étant de 2,67 la traction dans les armatures du niveau étudié est :

$$T = (\sigma_h + \Delta\sigma_h)/\text{densité} = (27{,}41 + 1{,}11)/2{,}67 = 10{,}7 \text{ kN par armature}$$

7. On calcule les efforts sous le mur et le bras de levier par rapport à l'axe médian du mur (à B/2 du parement).



Tableau 9.7

Effort	*V* (kN/ml)	*H* (kN/ml)	d_O	M_O
Poids du massif	9 × 20 × 7,5 = 1 170		0	0
Force verticale réduite due au sommier	90,1		B/2 – (a/2 – e) = 3,47	313
Force verticale due au remblai et à la surcharge	$9 \cdot (\gamma \cdot h_1 + q)$ = 331		0	0
Effort horizontal transmis par le sommier		9,41	6,5	61,17
poussée du remblai derrière le massif de hauteur h_r		102,66	*hr*/3 = 2,17	222,77
poussée Q_{hr} derrière le remblai due à la surcharge		17,55	*hr*/2 = 3,25	57,04
Total	1 591,10			653,98

L'excentricité de la résultante est $e = \Sigma M_O/\Sigma V = 0{,}41$ m d'où une contrainte verticale calculée sous la partie comprimée de :

$$\sigma_v = \Sigma V/(B - 2.e) = 194{,}5 \text{ kPa}$$

Pour calculer le tassement on détermine le coefficient d'influence sous le parement à l'aide de l'abaque donné en annexe. Le mur supportant un pont, sa largeur est d'environ 7 m (largeur classique d'une deux voies) plus les trottoirs (classiquement 1 m) et glissières soit environ 10 m.

On obtient donc pour l'abaque :

a = B – 2 · e = 8,18 m

b = 7,5 m

z = 7 m

soit m = a/z = 1,17 et n = b/z = 1,07

ce qui donne $I_z = 0{,}19$

on aura donc pour une contrainte verticale en place de $\sigma'_p = 2 \times 18 + 5 \times (16 - 10)$ = 66 kPa

$$s_\infty = \frac{H_o}{1 + e_o} \cdot C_c \cdot \lg \frac{\sigma'_p + 2 \cdot I_z \cdot \sigma_v}{\sigma'_p} = \frac{10}{1 + 1{,}9} \cdot 0{,}2 \lg \frac{66 + 2 \cdot 0{,}19 \cdot 162{,}8}{66} = 0{,}20 \text{ m}$$

Si l'on avait considéré que le mur et le remblai arrière ne font qu'un seul bloc chargeant le sol, le tassement estimé s'élèverait à 24 cm, ce qui est du même ordre de grandeur.

Chapitre 10

Dimensionnement d'autres ouvrages

Introduction

Ce chapitre traite des ouvrages qui n'ont pu être couverts précédemment et qui sont évoqués dans l'actuelle version de l'Eurocode 7 mais non détaillés. Il s'agit pour l'essentiel des ouvrages en remblais comme les remblais d'infrastructure, les digues et les barrages ou des ouvrages souterrains comme les tunnels. Les acteurs travaillant sur ces ouvrages ont fait converger leur pratique vers le formalisme de l'Eurocode 7 pour les vérifications géotechniques ainsi que vers les autres Eurocodes dans le cas des tunnels.

Objectifs

Appliquer les principes de calcul de l'Eurocode au calcul des remblais d'infrastructure, de digues et de barrages.

Faire le lien entre le calcul des tunnels et certains principes de calcul de l'Eurocode 7.

Plan

1 Les ouvrages en remblai : remblais d'infrastructure, digues et barrages

1.1 Les exigences de l'Eurocode 7

La partie 1 de l'Eurocode 7 traite dans sa section 12 des remblais y compris les digues et les petits barrages mais exclut les barrages.

Les états limites à considérer dans la section 12.2 de l'Eurocode 7 sont :

- pour tous les ouvrages :
  - l'instabilité générale du site (voir chapitre 9) ;
  - la rupture dans la pente ou la crête du remblai ;
- pour les digues et les petits barrages :
  - la rupture par érosion interne ;
  - la rupture par érosion de surface ou affouillement ;
  - les déformations provoquées par les actions hydrauliques ;

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

- pour les remblais routiers :
  - la déformations du remblai le rendant inapte au service, par exemple tassements excessifs ou fissures ;
  - les tassements ou mouvements de fluage provoquant des dommages ou la mise hors service de structures ou réseaux voisins ;
  - les déformations excessives dans les zones de transition, par exemple pour le remblai d'accès à la culée d'un pont ;
  - la mise hors service de zones dédiées à la circulation à cause de phénomènes climatiques comme le gel et le dégel ou une extrême sécheresse ;
  - le fluage des pentes pendant la période de gel et dégel ;
  - la dégradation des matériaux des couches support de chaussée à cause des fortes charges de circulation ;
  - les déformations provoquées par les actions hydrauliques ;
  - les modifications des conditions d'environnement comme la pollution des eaux superficielles ou souterraines, le bruit ou les vibrations.

Pour les ouvrages de protection contre les inondations, le projet collaboratif ERINOH ainsi qu'un groupe de travail créé à l'occasion de la rédaction du guide international des digues de protection (*International Levee Handbook* ou ILH, CIRIA, 2013) ont défini plus précisément les états limites. Ces groupes de travail ont détaillé une démarche d'analyse basée sur les fonctions de l'ouvrage et sur les modes de défaillance ou états limites associée, permettant d'aboutir, sans *a priori*, à la détermination des scenarii de défaillance possibles sur un système de digues donné. La méthode proposée pour l'analyse fonctionnelle et l'analyse des modes de défaillance aboutit à la détermination des scénarii de défaillance envisageables, en fonction des composants du système d'endiguement.

Les modes de rupture classiques s'apparentent le plus souvent à des scénarii de brèches qui sont la conséquence de plusieurs mécanismes élémentaires et sont désignés par le nom du mécanisme initiateur ou prépondérant du scénario considéré. En effet, les ruptures d'ouvrages de ce type sont rarement le fait d'un seul mécanisme. Ainsi, contrairement aux modes de rupture classiques, cette méthode d'analyse a pour objectif d'identifier tous les scenarii de défaillances structurelles et hydrauliques possibles pour un système d'endiguement donné, et non une collection prédéfinie de « modes de défaillance ».

Les mécanismes peuvent être étudiés avec les outils et les méthodes développés dans le cadre du projet ERINOH (IREX, 2016a et IREX, 2016b).

1.2 Principes de justification

Il n'existe pas de règles nationales pour ces ouvrages.

a) Remblais d'infrastructures

La section 12 de l'Eurocode 7 traite de la justification des remblais.

La construction de remblais sur certains sols (vases, argiles molles, tourbes, etc.) dont la cohésion non drainée est faible (de l'ordre de quelques dizaines de kilopascals) pose deux principaux problèmes : celui des tassements engendrés par le chargement de

la couche de sol compressible et celui de la stabilité de l'ensemble : remblai + sol de fondation. C'est la stabilité à court terme qui est la plus critique, puisque la consolidation du sol de fondation augmente sa résistance au cisaillement.

Le problème des déformations causées par les remblais dans la couche de fondation et dans les structures adjacentes (pieux, culées d'ouvrage, etc.) ne sera pas traité ici. Ce sujet est décrit dans le chapitre 6 de ce livre.

L'expérience de la construction de remblais sur sols mous a montré que la rupture peut se produire selon deux schémas (figure 10.1) :

- une rupture par poinçonnement : le remblai s'affaisse sans se rompre tandis que deux bourrelets se forment dans le terrain naturel de part et d'autre du remblai ;
- une rupture rotationnelle : il s'agit d'une rupture profonde de forme sensiblement cylindrique qui affecte le remblai et la couche de sol mou. Un escarpement bien marqué se forme en tête, un bourrelet en pied. Le remblai bascule.

L'étude de stabilité a pour objet de définir les conditions de stabilité du remblai et du sol de fondation à chaque étape de la construction.

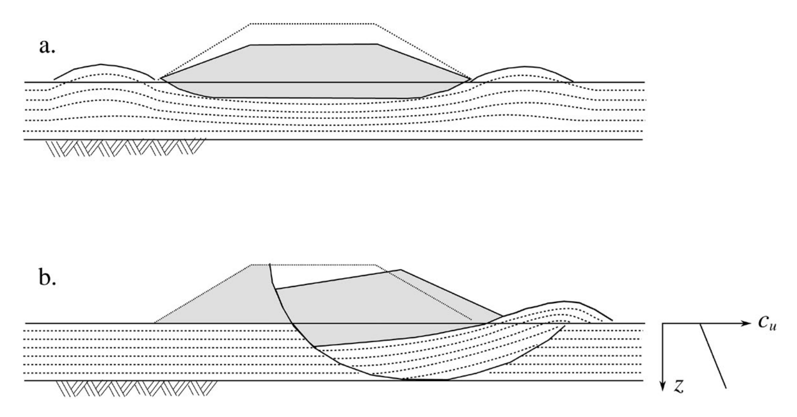


Figure 10.1 – Types de rupture de remblai sur sol mou

Pour évaluer le coefficient de sécurité au poinçonnement du sol de fondation, on utilise les résultats obtenus pour le dimensionnement d'une fondation superficielle. La pression maximale admissible sur le sol $q_{\max}$ en fonction de la cohésion non drainée c_u vaut $q_{\max} = N_c \cdot c_u$ en supposant c_u uniforme sur la couche. En réalité c_u dépend de l'état de consolidation donc de la profondeur. On prend de ce fait une valeur moyenne sur la longueur supposée du mécanisme de rupture.

La contrainte apportée par une épaisseur H_r de remblai de poids volumique γ_r vaut $q = \gamma_r \cdot H_r$. En première approximation, le coefficient de sécurité est donné par :

$$F = \frac{q_{\max}}{q} = \frac{c_u \cdot N_c}{\gamma_r \cdot H_r}$$

Avec N_c le coefficient de portance dépendant du rapport entre la largeur moyenne B du remblai (égal à deux fois la projection horizontale d'un demi-talus plus la largeur

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

de la plateforme) et l'épaisseur h de sol compressible (voir par exemple les abaques de Mandel et Salençon) :

- pour $0 < B/h \leq 1{,}49 \rightarrow N_c = \pi + 2$
- pour $1{,}49 < B/h \leq 10 \rightarrow N_c \approx 0{,}49.\ B/h + 4{,}225$
- pour $B/h > 10 \rightarrow N_c \approx 9{,}125$

Pour évaluer le coefficient de sécurité vis-à-vis d'un glissement rotationnel, on suppose que la résistance mobilisée dans le sol mou est la cohésion non drainée c_u. La cohésion est pondérée comme décrit au chapitre 9. Le calcul peut être fait par ordinateur en utilisant la méthode de Bishop ou la méthode des perturbations, telles que décrites au chapitre 9.

Différentes techniques d'amélioration du sol support compressible par inclusions plus ou moins rigides permettent de limiter les tassements et de s'affranchir du délai de consolidation. Ces solutions techniques sont variées. Elles améliorent la capacité portante initiale du sol par la mise en place par forage avec ou sans refoulement, battage, vibration, etc. de différents types de matériaux allant du béton ou mortier, gravier, mélange sol/ciment, de rigidité adaptée au sol environnant.

Ces techniques sont décrites dans le guide rédigé dans le cadre du projet collaboratif ASIRI (IREX,2012).

b) Digues et petits barrages

La section 10 de l'Eurocode 7 traite de la justification des ouvrages soumis à une rupture d'origine hydraulique.

Que ce soit pour les pentes naturelles ou les talus de digues ou encore les petits barrages, aux états limites ultimes, les niveaux de calcul des masses d'eau libre et des niveaux des réservoirs, ou leurs combinaisons, doivent être choisis en tenant compte des données hydrologiques et des observations faites in situ, afin de déterminer les conditions les plus défavorables qui puissent se produire dans la situation de calcul considérée (voir chapitre 3 pour la définition des niveaux d'eau). La possibilité de ruptures de drains, de filtres ou de dispositifs d'étanchéité considérée comme la défaillance hydraulique d'un sous-système selon l'ILH doit être considérée (voir chapitre 4). Le guide pour l'ingénierie du projet ERINOH liste les méthodes de calculs applicables (IREX, 2014). La justification selon l'Eurocode 7 ne sera illustrée que sur un exemple.

L'érosion interne est traitée dans le cadre de la section 10.4 qui préconise la vérification des critères de filtre.

Le dimensionnement d'un filtre dépend de la conductivité hydraulique et de la granulométrie du terrain au contact. On classe généralement les terrains de la manière suivante :

- $k < 10^{-9}$ m/s terrain étanche ;
- $k < 10^{-7}$ m/s terrain imperméable ;
- $10^{-7} < k < 10^{-6}$ perméabilité très faible ;
- $10^{-6} < k < 10^{-5}$ perméabilité faible ;
- $10^{-5} < k < 10^{-4}$ perméabilité moyenne ;
- $10^{-4} < k < 10^{-3}$ perméabilité élevée ;
- $k < 10^{-3}$ perméabilité forte.

Dans les terrains possédant une perméabilité inférieure à 10^{-6} m/s, il n'y a pas de courant significatif naturel et il n'y a pas de recommandation particulière concernant les filtres.

Dans les terrains perméables, on distinguera les terrains cohérents et ceux sans cohésion avec une attention particulière pour les terrains à faible cohésion qui sont cohérents en conditions naturelles et qui peuvent perdre cette propriété lorsqu'ils sont soumis à un écoulement.

Les terrains **perméables cohérents** sont en fait des roches fissurées où l'eau circule dans les fissures. L'action d'un courant d'eau quelle que soit sa vitesse n'a aucune influence sur la roche elle-même, et ne fait que nettoyer ou colmater les fissures.

Les terrains **perméables sans cohésion** se classent en fonction de leur granulométrie, allure de la courbe et finesse.

La désignation d'un matériau est définie par le diamètre des ouvertures par lesquelles moins de 10 % des éléments passent et le diamètre par lequel 90 % des éléments passent, par exemple, un gravier de « 15/40 » veut dire qu'il y a moins de 10 % en masse d'éléments inférieurs à $d = 15$ mm et moins de 10 % d'éléments supérieurs à $d = 40$ mm.

Pour caractériser les courbes granulométriques de la figure 10.2, on dit qu'une granulométrie est « homogène » si $d_{80}/d_{10} \leq 2$ (courbe 1) étendue si d_{80}/d_{10} est supérieur à 2 (courbe 2). Les terrains ont souvent une granulométrie complexe car composés de différents matériaux (courbe 3).

Dans les matériaux définis comme « homogènes » à partir de l'allure de la courbe granulométrique, on distingue :

- les matériaux « fins » où $d_{10} \leq 0{,}3$ mm ;
- les matériaux « non fins » où $d_{10} > 0{,}3$ mm ;
- ainsi la courbe 1 de la figure 10.2 est celle de matériaux « non fins ».

• Les filtres

Les filtres sont constitués de sables et graviers qui doivent répondre à certains critères (on utilise des « D » majuscules pour exprimer les diamètres des filtres par opposition aux « *d* » minuscules utilisés pour le terrain en place) :

- ils doivent avoir une granulométrie homogène et donc $D_{80}/D_{10} \leq 2$;
- ils doivent avoir une teneur en silice au moins égale à 85 % pour les installations temporaires et au moins égale à 96 % pour les installations permanentes (on a assisté à la dissolution totale de certains filtres qui par manque de précautions avaient été réalisés en sables carbonatés) ;
- le pourcentage de « fines » (c'est-à-dire $d \leq 0{,}08$ mm) doit être inférieur à 1 % ce qui veut dire sables et graviers parfaitement lavés ;
- pour les filtres plus fins que 5,6 mm, les graviers doivent être arrondis (sable et gravier roulés).

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

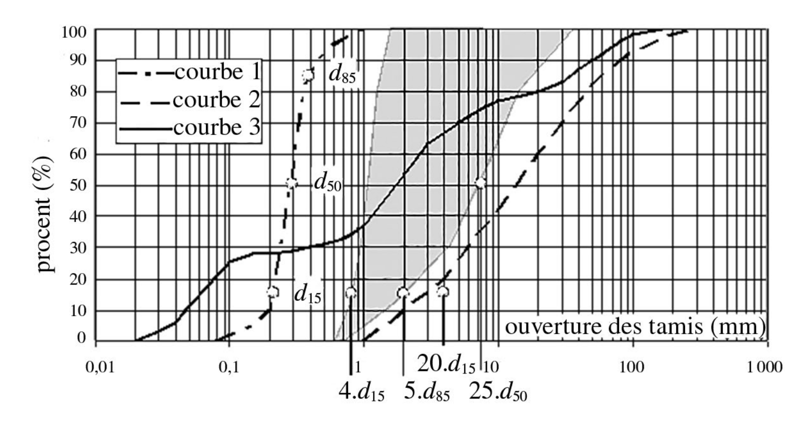


Figure 10.2 – Courbes granulométriques des matériaux filtrants

- Propriétés filtrantes

On démontre par calcul que si un filtre est constitué d'éléments parfaitement sphériques d'un diamètre unique *D*, les particules les plus petites pouvant le traverser sont d'un diamètre *d* égal à environ *D*/6,5 (figure 10.3).

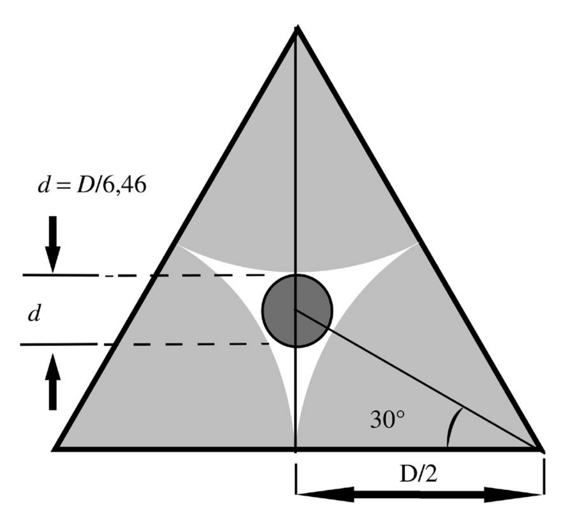


Figure 10.3 – Illustration du critère de filtre

En fait comme ni le terrain ni le filtre ne sont de calibre unique, on applique les règles suivantes (Terzaghi et Peck, 1948 ; Sherard *et al.*, 1963 ; Sherard *et al.*, 1984a et b) :

1. critère d'érosion interne.

$$\frac{D_{15}}{d_{85}}$$

2. critère de perméabilité.

$$5 < \frac{D_{15}}{d_{85}} < 20$$

3. critère de parallélisme des courbes.

$10 < \dfrac{D_{50}}{d_{50}} < 50$ pour les sols à granulométrie étendue. $5 < \dfrac{D_{50}}{d_{50}} < 10$ pour les sols homogènes.

Ainsi pour un terrain d'un passant à 15 % de 0,2 mm, le passant à 15 % (ou limite basse) du filtre doit être de $D_{15} = 1{,}0$ mm et on choisira donc un sable de 0,71 – 1,25 si on se rapporte au paragraphe ci-avant.

- Épaisseur des filtres

Le calcul permet de démontrer que l'épaisseur minimale d'un massif filtrant « E » doit être telle que l'on ait au minimum $E > 2/D_{80}$, ce qui est relativement faible (à peu près 3 à 4 mm dans l'exemple précédent) mais irréalisable pour des raisons de mise en place. On recommandera donc plutôt de prévoir une épaisseur de $E \geq 15/D_{80}$.

- Recommandations spécifiques aux différents terrains

Sur la base des travaux de Sherard et Dunnigan, Foster et Fell (2001) définissent un critère d'érosion permanente ou absence de rétention $D_{15}/d < 9$ ainsi qu'un critère d'érosion partielle excessive ou de rétention partielle dépendant de la granulométrie des terrains.

Ces critères sont directement applicables aux sols où $d_{95} < 4{,}75$ mm. Pour les autres sols, ils sont à appliquer sur les diamètres d_{85} et d_{95} des coupures granulométriques 0/4,75 mm du matériau réel.

- Terrains homogènes fins $d_{95} < 0{,}3$ mm

$$\frac{D_{15}}{d_{95}} < 9$$

L'insuffisance de finesse des filtres doit être compensée par une limitation de la vitesse de circulation de l'eau à 2 cm/s, inférieure à la vitesse d'entraînement des particules du filtre.

On recommande de mettre en place deux filtres de classes différentes. Le matériau le moins fin est placé à l'aval et un matériau plus fin est mis en place autour de celui-ci. On limite ainsi le risque d'aspiration des matériaux du filtre.

- Terrains homogènes non fins $d_{95} > 2$ mm et % de fines < 15 %

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 9$$

Ce sont les terrains dont on ne peut extraire plus que la fraction des 10 % les plus fins sans provoquer de désordres graves (fontis, affaissements). Dans cette catégorie de terrains le dimensionnement des filtres est donc essentiel.

- Terrains à granulométrie étendue $d_{95} > 2$ mm et % de fines 15 – 35 %

$D_{15} > 2{,}5 \cdot D_{15;d}$ où D_{15} design est donné par :

$$D_{15;d} = (35 - \text{pp } \% \ 0{,}075 \text{ mm}) \cdot (4 \cdot d_{85} - 0{,}7)/20 + 0{,}7$$

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

Les règles établies pour les matériaux homogènes restent valables, la vitesse de circulation de l'eau peut être élevée sans mobiliser de façon importante une trop grande partie des particules.

- **Filtration des terrains complexes $d_{95} > 2$ mm et % de fines > 35 %**

$D_{15} > D_{15}$ qui cause une perte par érosion de 0,25 g/cm^2 à l'aide d'un essai d'érosion de conduit (voir guide ERINOH (IREX, 2014)).

Dans ces terrains, le risque de colmatage est important et l'adoption du double filtre est recommandée pour les installations permanentes à chaque fois que l'on a $d_{10} \leq 0,3$ mm.

La section 10.5 de l'Eurocode 7 couvre le phénomène d'érosion régressive qui peut mettre en danger la stabilité ou l'aptitude au service d'un ouvrage hydraulique.

Afin de prévenir l'initiation du processus d'érosion régressive, la mise en place de fonctions spécifiques est préconisée : filtres, mesures structurelles pour maîtriser ou bloquer l'écoulement de l'eau dans le sol.

Si le gradient hydraulique dans l'ouvrage dépasse une valeur critique, l'initiation de l'érosion par l'entrainement d'une fraction granulométrique peut avoir lieu. Le déchaussement du parement en pied ou sur le talus et la formation d'un conduit, où la circulation des eaux est facilitée, diminue la distance de percolation à travers le terrain. Le gradient hydraulique augmente ce qui va faire progresser l'érosion vers l'amont qui va alors déboucher dans la retenue. Une fuite brutale va alors être déclenchée, la taille du conduit s'accroître et amener à la destruction de l'ouvrage.

Pour une vérification préliminaire, on peut appliquer en première approche la règle de Lane :

$$L_V + 1/3 \cdot L_H \geq c \cdot H$$

Où H est la charge hydraulique, L_V représente la longueur de cheminement verticale et L_H la longueur de cheminement horizontale dans l'ouvrage (ce sont des longueurs de filtration) et c donné dans le tableau.

Tableau 10.1 – Paramètres de la règle de Lane

Classe de sol	Taille moyenne des grains	c (Lane, 1935)
Sable fin ou limon	63 µm à 105 µm	8,5
Sable fin	105 µm à 210 µm	7
Sable moyen	210 µm à 300 µm	6
Sable grossier	300 µm à 2 mm	5
Gravier fin	2 mm à 5.6 mm	4
Gravier moyen	5,6 mm à 10 mm	3,5
Gravier grossier et pierre	10 mm à 16 mm	3
Galets, pierre et graviers	16 mm à 63 mm	2,5
Argiles		2
Argiles raides		1,8

Pour une étude plus fine, on pourra utiliser le modèle de Sellmeijer (1988). Ses recherches ont abouti à trois équations différentielles décrivant l'écoulement des eaux souterraines sous l'ouvrage, le débit d'eau dans le conduit (Poiseuille) et l'équilibre physique des grains de sable dans le conduit (Blanc). Ces équations ne peuvent pas être résolues analytiquement mais doivent être mises en œuvre dans un code de calcul numérique (Van Esch & Sellmeijer, 2012).

Sur la base de nombreux résultats de calcul, Sellmeijer a proposé une formule analytique approximative, qui a été validée par un essai sur modèle à échelle réduite. Elle peut être utilisée comme outil de conception et d'évaluation pour la pratique de l'ingénierie pour concevoir contre l'érosion de conduite dans un aquifère type.

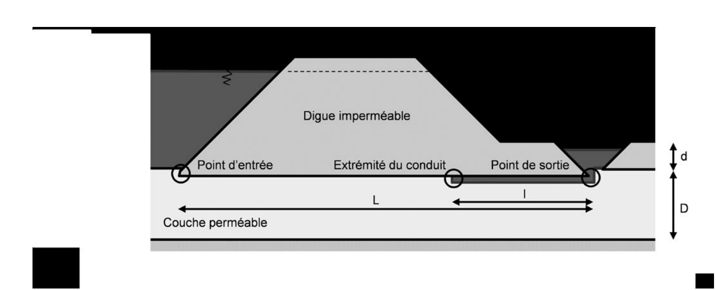


Figure 10.4 – Illustration du critère de filtre (d'après Sellmeijer [1988] et l'Eurocode 7)

La géométrie de digue idéalisée utilisé Sellmeijer (1988) (figure 10.4) consiste en une digue imperméable avec un fossé placée sur une couche de sable isotrope homogène d'épaisseur constante et finie. La perméabilité de l'aquifère entier est représentée par une valeur (qui peut évoluer dans le temps) et la perméabilité verticale est égale à la perméabilité horizontale. Un conduit d'érosion est supposé sur la base de la convergence des lignes de courant au point de sortie de l'écoulement. Le modèle Sellmeijer est un modèle bidimensionnel.

La formule s'applique uniquement lorsque la longueur d'infiltration est supérieure à dix fois *H*. Lorsque ce n'est pas le cas, une autre méthode doit être utilisée.

$$H - 0{,}3 \cdot d \geq H_{\text{crit}} = F_R \cdot F_G \cdot F_S \cdot L$$

Avec

$$F_R = \frac{\gamma_h}{\gamma_w} \cdot \eta \cdot \tan(\theta) \cdot \left(\frac{D_R}{D_{Rm}} \right)^{0{,}35}$$

$$F_S = \frac{d_{70m}}{\sqrt[3]{K \cdot L}} \cdot \left(\frac{d_{70}}{d_{70m}} \right)^{0{,}4}$$

$$F_G = 0{,}91 \cdot \left(\frac{D}{L} \right)^{\alpha} \quad \text{avec } \alpha = \frac{0{,}28}{\left(\frac{D}{L} \right)^{2{,}8} - 1} + 0{,}04$$

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

Où

F_R [-] terme de résistance du matériau perméable (sable) ;

F_G [-] terme géométrique, qui dépend du rapport de l'épaisseur de la couche de sable et de la longueur d'infiltration ;

F_S [-] terme d'échelle, reliant la taille des particules et la longueur d'infiltration ;

H [m] charge hydraulique imposée sur la digue ;

d [m] épaisseur de la couverture ;

H_{crit} [m] charge critique sur la digue ;

L [m] longueur d'infiltration horizontale ;

D [m] épaisseur de la couche de sable ;

γ_h [kN/m^3] le poids unitaire submergé des particules dans l'aquifère (16,5 kN/m^3) ;

γ_w [kN/m^3] le poids unitaire de l'eau (10 kN/m^3) ;

η [-] facteur de force de traînée (coefficient de White valant 0,25) ;

θ [deg] angle de résistance au roulement du sable dans l'aquifère (37 degrés selon Sellmeijer 1988) ;

D_R [-] densité relative qui influe sur la résistance des grains à se déplacer ;

D_{Rm} [-] densité relative de référence égale à la valeur moyenne de la densité relative obtenue dans les expériences à petite échelle (valeur fixée à 0,725) ;

d_{70} [m] diamètre de maille laissant passer 70 % de la masse du sable dans l'aquifère ;

d_{70m} [m] valeur moyenne déduite des expériences sur modèle réduit (valeur fixée à 2,08 10^{-4} m) ;

κ [m^2] perméabilité intrinsèque de la couche de sable qui peut être calculée comme suit: $\kappa = \text{v/g} \cdot \text{K}$

v [m^2/s] viscosité cinématique ($1{,}33 \cdot 10^{-6}$ m^2/s pour les eaux souterraines à 10 °C) ;

g [m/s^2] accélération de la gravité (9,81 m/s^2) ;

K [m/s] conductivité hydraulique isotrope initiale de l'aquifère.

L'incertitude du modèle est exprimée par un facteur de modèle m_p. Par conséquent, le format de la nouvelle formule d'évaluation de la sécurité est telle sorte que le rapport entre la charge d'eau critique H_{crit} (résistance) et la charge de calcul, y compris le terme de réduction (charge) en utilisant des valeurs caractéristiques doit être supérieur au facteur de sécurité g_p.

$$\frac{R_k}{S_k} = \frac{H_{\text{crit}}}{H_k - 0{,}3 \cdot d_k} = \frac{m_p \cdot F_{G;k} \cdot F_{S;k} \cdot L_k}{H_k - 0{,}3 \cdot d_k} > \gamma_p$$

Notons que les valeurs caractéristiques des facteurs $F_{i,k}$ sont déterminées en utilisant les quantiles 5 % / 95 % pour leurs paramètres d'entrée. En outre, la valeur caractéristique (ou, en fait, la valeur de conception) pour le niveau d'eau H_k est considérée comme le niveau d'eau normatif tel que défini dans le chapitre 3.

Lopez de la Cruz *et al.*, (2011) ont montré qu'un facteur $m_p = 0{,}12$ et un coefficient de sécurité $1{,}2 < \gamma_p < 1{,}6$ apportaient un niveau de sécurité suffisant.

Aux états limites ultimes, la possibilité de ruptures de drains, de filtres ou de dispositifs d'étanchéité, doit être considérée. La possibilité qu'un canal ou un réservoir soit vide pour permettre son entretien à cause d'une rupture de digue, doit aussi être aussi prise en considération. Pour les états limites de service, on peut utiliser des niveaux d'eau ou des pressions interstitielles associés à des périodes de retour plus faibles.

Pour les pentes en bord d'eau, les conditions hydrauliques les plus défavorables sont normalement l'écoulement permanent pour le niveau d'eau le plus élevé dans le sol associé à la vidange rapide du niveau de l'eau libre.

Lorsque l'on établit les distributions de calcul des pressions interstitielles, on doit tenir compte des domaines de variations possibles de l'anisotropie de la perméabilité et de la variabilité du terrain.

c) Barrage en terre

Les barrages en terre possèdent deux talus, amont et aval, dont la stabilité doit être vérifiée aux différentes phases de la construction et de la vie de l'ouvrage, en particulier du fait du développement de pressions interstitielles dans le corps du barrage, et dans les deux situations présentées ci-après. Bien entendu, la stabilité d'ensemble, incluant le terrain de fondation, doit également être vérifiée.

Lorsque la retenue est pleine, c'est-à-dire dans les conditions normales d'exploitation, un écoulement se produit à travers le barrage (figure 10.5a), défavorable à la stabilité du talus aval, puisqu'une surface de suintement peut apparaître sur ce talus et que la poussée d'écoulement qui s'exerce sur les grains solides a tendance à le déstabiliser, créant un déchaussement. C'est pourquoi un drainage de ce talus aval est très généralement prévu (figure 10.5b).

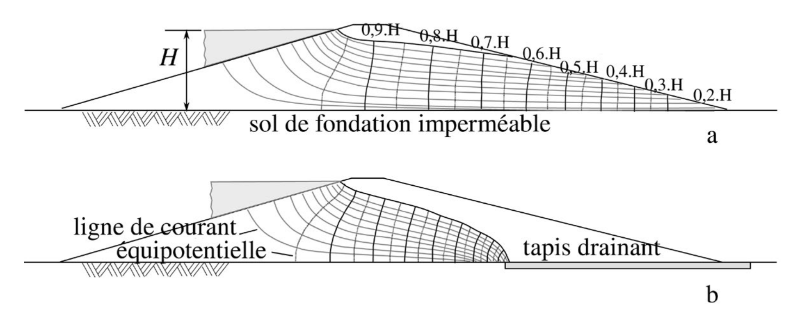


Figure 10.5 – Réseaux d'écoulement dans deux barrages homogènes supposés isotropes (d'après Josseaume)

La vérification de l'érosion de conduit est réalisée comme pour les petits barrages traités dans le paragraphe précédent.

Lors d'une vidange rapide (rapide par rapport à la vitesse de drainage du corps de barrage : elle l'est donc en pratique presque toujours), le champ des pressions interstitielles demeure inchangé alors que la pression d'eau extérieure a disparu ; un régime transitoire d'écoulement s'établit dans le corps du barrage. Le talus amont se trouve alors dans une situation bien plus défavorable qu'en conditions normales d'exploitation. Ce type d'ouvrage relève de la catégorie géotechnique 3.

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

2 Les tunnels

2.1 Les exigences de l'Eurocode 7

La justification des tunnels n'est pas directement abordée dans l'Eurocode 7. Toutefois ces ouvrages considérés comme étant de catégorie 2 lorsque réalisés dans les roches dures non fracturées et de catégorie 3 pour les autres cas sont listés :

- pour les calculs géotechniques, il convient d'examiner le classement comme actions des forces, pressions ou déplacements les mouvements provoqués par les activités de creusement de tunnels ;
- l'effet des opérations de creusement de tunnels sur le régime des eaux souterraines doit être contrôlé ;
- le dimensionnement des ancrages pour assurer la stabilité des tunnels.

La construction de tunnels à faible profondeur en milieu urbain provoque quelquefois sur les immeubles riverains et les réseaux de surface des désordres dus aux mouvements de sol qui surviennent pendant les phases de creusement.

La construction de tunnels à faible profondeur en milieu urbain provoque quelquefois sur les immeubles riverains et les réseaux de surface des désordres dus aux mouvements de sol qui surviennent pendant les phases de creusement.

La rencontre de terrains peu cohérents, la présence d'une nappe phréatique superficielle, l'existence de circulations d'eaux parasites se traduisent en effet bien souvent par des difficultés de soutènement des galeries. Celles-ci sont généralement d'autant plus grandes que les sections des ouvrages sont plus importantes. En fait même dans le cas des tunnels de petites dimensions, des tassements non négligeables peuvent apparaître en surface.

La rencontre de terrains peu cohérents, la présence d'une nappe phréatique superficielle, l'existence de circulations d'eaux parasites se traduisent en effet bien souvent par des difficultés de soutènement des galeries. Celles-ci sont généralement d'autant plus grandes que les sections des ouvrages sont plus importantes. En fait même dans le cas des tunnels de petites dimensions, des tassements non négligeables peuvent apparaître en surface.

Les développements apparus tant dans les techniques de consolidation du terrain (injection, congélation, *jet grouting*, etc.) que dans les méthodes de soutènement (soutènements actifs, boucliers à air comprimé, à boue, à pression de terre, pousse tube) et de revêtement définitif (voussoirs béton, cintres et béton projeté) permettent actuellement de réduire l'ampleur des mouvements à des valeurs tolérables pour l'environnement sous réserve de l'adéquation du procédé d'excavation aux contraintes de tracé, de profils en long et de nature géologique et hydrogéologique du site. Malheureusement cette dernière condition n'est pas toujours remplie et l'hétérogénéité des terrains ainsi que la présence insoupçonnée d'ouvrages « humains » dans les premiers mètres sous

la surface du sol constituent des facteurs perturbateurs même pour les chantiers les mieux conduits.

Sans entrer dans les détails de ces mesures, nous allons analyser de manière sommaire quelques méthodes de prévision des mouvements de terrain, ainsi que les critères de tassements maximums tolérables pour les constructions généralement admis.

Les tunnels sont réalisés en souterrain dans les cas suivants :

- diamètre minimum 1,60 m (en-dessous, on entre dans le domaine des techniques de forage horizontal) ;
- profondeur du radier supérieure à 6-10 m selon les conditions d'environnement et la nature du terrain (comparaison économique voire « politique » avec la solution tranchée couverte) ;
- passages obligés : voies de chemin de fer, traversées d'autoroutes ou de voies à grande circulation, canaux, aérodromes.

En règle générale, le tracé se déroule sous le domaine public pour éviter l'expropriation des tréfonds et limiter les contentieux possibles lors des travaux. Les ouvrages empruntent donc le plus souvent les emprises de la voirie, les courbes à très faible rayon sont en conséquence fréquentes.

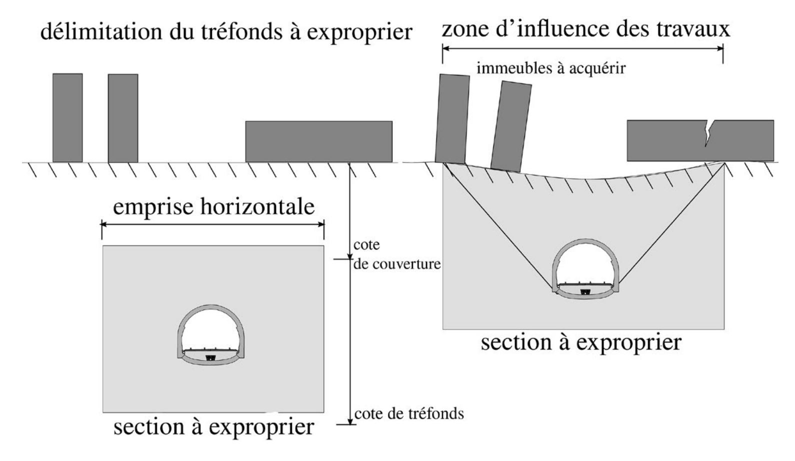


Figure 10.6 – Tunnel à grande profondeur et tunnel à faible profondeur

Les méthodes de construction quant à elles doivent être adaptées aux conditions géologiques et hydrogéologiques du site ainsi qu'aux contraintes de tracé. Sur le tableau 10.3, on trouvera les procédés les plus couramment employés selon la nature du terrain et l'importance de la charge hydraulique de la nappe calculée en radier de l'ouvrage.

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

Tableau 10.3

Nature des terrains & perméabilité \ Charge aquifère		Hors nappe A	0 – 3 m B	3 – 8 m C	Plus de 8 m D
terrains cohérents 1 (marne, argile, calcaire marneux, craie...)	peu à moyennement $k < 5 \cdot 10^{-4}$ m/s	soutènement classique (cintres ou voussoirs ou béton projeté) terrassement manuel ou mécanisé (machine à attaque ponctuelle)	voir lA + pompage	voir lB	voir 1B + injection
	très fissuré $k \geq 5 \cdot 0^{-4}$ m/s		voir lA + pompage	voir 1B + injection	voir 1B + injection
terrains rocheux 2 Rc > 5 à 10 MPa (calcaire, gypse, grès, etc.)	peu à moyennement fissuré $k < 5 \cdot 10^{-4}$ m/s	soutènement classique réduit, terrassement à l'explosif ou manuel éclateur hydraulique pointe pneumatique	voir 2A + pompage	voir 2B	voir 2B + injection
	très fissuré $k \geq 5 \cdot 10^{-4}$ m/s		voir 2A + pompage	voir 1B + injection	voir 2B + injection
sables fins & terrains peu cohérents 3 ($C_u < 0{,}02$ MPa	10^{-6} m/s $< k < 5 \cdot 10^{-4}$ m/s	voir lA	voir lA soutènement renforce + pompage	fonçage hydraulique + air comprime ou congélation	voir lA + Injection ou congélation + pompage
sables & graviers 4	$k \geq 5 \cdot 10^{-4}$ m/s	voir lA	voir lA + pompage	voir 4B + injection	voir 4C

Les désordres peuvent prendre naissance à l'occasion :

- soit de mouvements survenus au niveau du front de taille : rupture brutale par effondrement remontant jusqu'en surface : fontis, tassements du sol, etc., entraînement insidieux de matériaux fins (venues d'eau) ;
- soit de déficience du soutènement provisoire :
  - ruptures de blindages lorsque les planches ne sont pas suffisamment épaisses et que les cerces sont trop écartées ;
  - affaissements des cintres par poinçonnement du sol d'assise ;
  - affaissements de la partie supérieure des cerces par coulissements des divers éléments lorsque le boulonnage aux reins est insuffisant ;
  - flambage du piédroit ;
  - déversement en l'absence d'entretoises ou de mauvaises fixations de celles-ci aux cintres ;
- soit de l'absence ou d'intervention trop tardive des injections de collage derrière le revêtement définitif.

2.2 Les principes de justification

Nous détaillerons plus particulièrement les principes de justifications des tunnels à faible profondeur objet de la catégorie 3. La justification d'un tunnel selon son mode d'exécution peut être faite par :

- des méthodes empiriques qualitatives ou quantitatives ;
- la méthode des réactions hyperstatiques ;
- la méthode des milieux continus : solutions analytiques, méthode convergence confinement ou méthodes des éléments finis.

Les méthodes empiriques font l'hypothèse d'un mécanisme de rupture (par exemple Terzaghi 1946) et cherche à en vérifier l'équilibre.

La méthode des réactions hyperstatiques consiste à étudier le soutènement (ou revêtement) sous l'action de charges extérieures. Le soutènement fait l'objet d'un calcul de structure classique sous forme de poutres 2D auxquelles on applique des charges dites actives indépendantes de l'état de déformation (pression appliquée par le poids des terres verticalement et horizontalement et pression hydrostatique) et des charges dites passives qui sont les réactions hyperstatiques issues de la déformation du soutènement (butée).

La méthode convergence confinement propose de considérer que la convergence de la cavité créée, c'est-à-dire du terrain vers l'intérieur, provoque un confinement de l'ouvrage. Bien que ce problème du tunnel de section circulaire dans un terrain homogène isotrope (suffisamment profond) soit théoriquement tridimensionnel, des simplifications permettent de considérer le cas en deux dimensions.

La méthode aux éléments finis permet de tenir compte de lois de comportement du massif différentes, de la tridimensionnalité du problème et du phasage des travaux de manière plus réaliste. Il s'agit d'une généralisation de la méthode de convergence confinement.

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

Les méthodes de calcul sont à adapter en fonction de la méthode d'exécution qui peut être conventionnelle ou traditionnelle (différents types de soutènements et de revêtements) ou par creusement au tunnelier.

Les facteurs à prendre en compte sont :

- l'anisotropie du massif conditionnant les contraintes initiales et déformabilité ;
- les effets du temps ;
- la présence de discontinuités ;
- la présence d'eau ;
- la nature et le comportement du soutènement ;
- la géométrie : forme de l'ouvrage, dimensions et profondeur.

a) Stabilité du front de taille – Choix de la pression de confinement

La stabilité du front de taille est estimée sur la base d'un schéma de rupture. Celui-ci diffère selon la nature du terrain (purement cohérent ou cohérent frottant) et les géométries considérées par les auteurs (mécanisme multibloc translationnel par exemple). Le critère de rupture est exprimé en fonction de la pression de soutènement σ_T, et la pression appliquée au front de taille par les terrains sus-jacents et les surcharges σ_S. Il s'agit donc d'un calcul à la rupture validée par des retours d'expériences ou des modélisations physiques.

La pression de confinement minimale assurant la stabilité du front de taille du tunnel est calculée avec une méthode d'équilibre limite. Ces méthodes supposent un mécanisme de rupture lié à un bloc instable. Les forces s'appliquant sur le bloc sont :

- le chargement au niveau du toit du bloc du front apporté par le bloc sus-jacent ou le poids de la couverture, en fonction des géologies et charges impliquées ;
- les forces de frottement et de cohésion le long des faces des blocs ;
- la force résultant de la pression effective de confinement au niveau de la chambre d'excavation. Pour les tunnels de grand diamètre ($D > 10$ m), ce mécanisme peut être localisé à une portion du front.

Lorsque le tunnel est superficiel, c'est-à-dire quand la couverture en voûte C est inférieure à deux fois le diamètre D du tunnel, la résistance au cisaillement qu'offrent les faces du bloc est ignorée et le chargement du bloc correspondra au simple poids des terres sus-jacentes.

L'équilibre du bloc est analysé pour chaque angle du bloc et la pression de confinement minimale assurant la stabilité du bloc est celle assurant la stabilité du bloc d'angle critique pour lequel la pression de stabilisation est maximale.

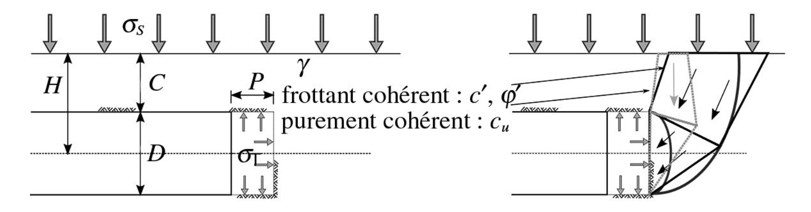


Figure 10.7 – Définition des paramètres pour tunnel à faible profondeur

On évalue le facteur de charge $N = \frac{\sigma_S + \gamma \cdot H - \sigma_\tau}{c_u}$ en fonction de la profondeur relative *C/D*, la longueur non soutenue relative *P/D*. La rupture locale appréciée par le rapport $\frac{\gamma \cdot D}{c_u}$ doit être envisagée pour des diamètres élevés.

Cette analyse de stabilité, qui correspond à un équilibre limite EQU selon l'Eurocode 7, est menée en considérant l'approche de calcul 3, c'est-à-dire en appliquant des facteurs de sécurité partiels sur les paramètres de résistance de terrain c', ϕ' et c_u. L'analyse, qui conduit à déterminer la surpression à appliquer dans la chambre d'abattage est faite :

- pour les sols drainés, en conditions effectives (la pression hydrostatique sera sommée pour avoir la pression de confinement lue dans la chambre d'excavation) ;
- pour les sols non drainés, en conditions saturées.

La réalisation du tunnel avec un tunnelier nécessite d'estimer à partir des calculs de stabilité du front de taille la pression de confinement à imposer. La pression de confinement joue un rôle très important pour la stabilité du front de taille et dans la maitrise des déformations et donc des tassements en surface générés par l'excavation du tunnel. La pression de confinement doit ainsi s'opposer :

- aux venues d'eau au front dans le cas d'excavation dans un sol perméable à peu perméable en restant supérieure à la pression hydrostatique ;
- à l'instabilité mécanique du massif au front (résistance du massif encaissant insuffisante) ;
- à l'extrusion du front et aux pertes de volumes autour du bouclier pour limiter les tassements en surface (milieu urbain).

Les études menées dans des contextes similaires, ayant une forte problématique de maîtrise des tassements, ont mis en évidence l'importance d'un confinement le long de la jupe lors de l'excavation dans des sols déformables. Ce confinement latéral peut se faire de manière indirecte dans le cas de tunneliers à pression de boue avec surcoupe (recirculation de la boue de la chambre d'abattage) ou de façon directe dans les tunneliers à pression de terre (injection radiale de bentonite à travers le bouclier).

Dans l'approche de calcul en 2D en déformations planes, la pression introduite peut être considérée comme une combinaison de la pression de confinement du front, de la pression le long de la jupe, du poids propre du bouclier et de la pression de bourrage.

La méthodologie d'estimation des effets du creusement du tunnel cherchera ainsi à mettre en évidence le lien entre la pression de confinement du tunnelier, le contrôle de la perte de volumes de sol au sens plus large et les tassements induits dans le massif.

La pression minimale de confinement est calculée à partir de la stabilité du front. La pression maximale est estimée en considérant un mécanisme de refoulement des blocs générant un soulèvement en surface.

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

b. Simulation de l'excavation – Vérification du soutènement

Le creusement d'un tunnel représente un phénomène tridimensionnel qui nécessiterait *a priori* l'utilisation d'une approche numérique 3D. Dans le cas d'une excavation mécanisée, ce choix est d'autant plus justifié par le fait que les déplacements induits dans le massif sont influencés par différents facteurs : la pression de confinement au front, la surcoupe et la conicité de la jupe, la pression radiale éventuelle autour du la jupe, les paramètres d'injections du vide annulaire, la rigidité des voussoirs, les propriétés rhéologiques du mortier de bourrage.

Au stade préliminaire du projet, l'approche de calcul en 2D en déformations planes est souvent retenue. Cette approche, beaucoup plus rapide à mettre en œuvre, permet de donner déjà des indications importantes sur l'influence de la pression du confinement vis-à-vis de la perturbation de l'état d'équilibre dans le massif et ainsi des déplacements engendrés par l'excavation du tunnel.

Pour passer d'un état tridimensionnel, avec un terrain qui se déconfine autour du front de taille à un état de déformation plane (loin du front), on introduit le concept de pression fictive en paroi. Cette pression égale à l'état de contrainte initial au front σ_o décroit jusqu'à 0 (état déconfiné) loin du front.

$$P = (1 - \lambda(x)) \cdot \sigma_o$$

Le creusement ou le passage du tunnelier est simulé par la désactivation du volume du sol excavé, la prise en compte des effets 3D par le biais d'un taux de déconfinement et la modélisation explicite de la pression de confinement. Le taux de déconfinement est déduit directement des courbes de Panet ou d'une relation telle que :

$$\gamma(x) = \alpha + (1-\alpha) \cdot \left(1 - \left(\frac{m_0 \cdot R}{m_0 \cdot E + x}\right)^2\right)$$

avec α et m_0 deux constantes (calées respectivement à 0,25 et 0,75) et R le rayon du tunnel.

Si on se place à une distance x/rayon ≈ 2 où le soutènement est généralement en place, les courbes de déconfinement convergent toutes vers une valeur d'environ $\lambda = 0{,}9$, indépendamment du facteur de stabilité N. Cette valeur du taux de déconfinement peut être ainsi considérée dans les calculs numériques bidimensionnels.

Pour ce qui est de la pression de confinement, celle-ci peut être directement modélisée comme une pression radiale qui s'exerce sur le contour de l'excavation (avec prise en compte d'un gradient vertical). Cette pression peut être donc considérée comme une combinaison de la pression de confinement totale du front, de la pression le long de la jupe, du poids propre du bouclier et de la pression de bourrage.

Figure 10.8 – Principe du déconfinement

Cette méthode permet à la fois de prendre en compte les effets voûtes positifs longitudinaux par le bais du taux de déconfinement (même si ceux-ci sont faibles à 10 m du front) et une pression de confinement avec un gradient vertical. Par conséquent, le déconfinement imposé sur le contour de l'excavation n'est pas constant. Selon différents auteurs ainsi que des retours d'expériences (Leca *et al.*, 2007), cette approche permet d'obtenir des tassements qui se rapprochent plus de ceux obtenus avec une modélisation 3D et de ceux mesurés *in situ*.

On adopte une approche 2* et non 3 en calculant les interactions sol-structure sans pondération puis les efforts sur la structure sont pondérés.

Une fois estimées les pressions sur le soutènement, celui-ci généralement définitif est calculé selon les Eurocodes 1 et 2. Les coefficients sont adaptés pour tenir compte de la présence de béton non-armé, armé, coulé en place ou préfabriqué. Les recommandations de l'AFTES tolèrent une fissuration jusqu'à la moitié de la section.

2.3 Déformations liées à l'excavation

Lors de la progression d'un tunnel un tassement de surface est observé, conséquence de mouvements dans le sens transversal et dans le sens longitudinal. Ces mouvements du terrain dépendent de nombreux facteurs tels que les conditions géologiques, hydrogéologiques et géotechniques, de la géométrie et la profondeur du tunnel, de la méthode de creusement et de facteurs humains liés aux choix techniques et organisationnels.

La méthode la plus simple consiste en une analyse pseudo élastique qui permet d'exprimer le tassement maximal s_{max} de la manière suivante :

$$s_{max} = K \cdot \lambda \cdot \frac{\gamma \cdot R^2}{E}$$

Avec K un facteur dépendant de l'état de contrainte, du massif et de la géométrie du tunnel, λ le coefficient de relâchement des contraintes, R le rayon excavé ; γ le poids volumique moyen du terrain et E le module d'Young de celui-ci.

Cette approche simplifiée ne tient pas compte de la profondeur de l'ouvrage, fait l'hypothèse d'un champ de contrainte uniforme et relie le tassement au

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

déconfinement ce qui ne semble pas être validé par les retours d'expérience. Toutefois, elle est communément appliquée et peut être complétée par un calcul avec la méthode des éléments finis.

Détermination des valeurs caractéristiques de la cuvette de tassement

Pour les différentes coupes de calcul, la cuvette transversale en surface et éventuellement en profondeur (par exemple au-dessous des ouvrages existants) est analysée. Celle-ci est ramenée à une courbe de Gauss (Peck, 1969), dont le tassement en fonction de la distance x à l'axe du tunnel est :

$$S(x) = s_{max} \cdot e^{\left(\frac{x^2}{2 \cdot i^2}\right)}$$

où :

- s_{max} (mm) : le tassement maximum absolu, obtenu à l'axe empiriquement comme décrit précédemment ou par le biais du calcul numérique ;
- i (m) : paramètre dépendant de la distance du plan médian du tunnel au point d'inflexion de la courbe de Gauss ; ce paramètre est obtenu par régression non linéaire de l'expression sur la cuvette obtenue empiriquement ou numériquement.
- À partir de ces variables, on peut ensuite déterminer :
- d_{max} (‰) : la pente maximale de la cuvette de tassement en surface, évaluée analytiquement comme la dérivée au point d'inflexion :

$$d_{max} = \frac{s_{max}}{i} \cdot e^{-\frac{1}{2}}$$

- V_s (%) : la perte de volume en surface évaluée analytiquement comme l'intégrale de la courbe sur le volume excavé :

$$V_s = \frac{s_{max} \cdot i \cdot \sqrt{2\pi}}{\pi \cdot D^2 / 4}$$

S'il n'existe pas actuellement de règles précises sur les mouvements de terrains tolérables en fonction de la nature des fondations, de l'état de vétusté des constructions, divers auteurs ont établi des recommandations qui aboutissent à des valeurs assez comparables.

Les critères retenus portent principalement sur la pente de la cuvette de tassement au niveau du point d'inflexion, les zones les plus sensibles étant celles qui subissent un tassement convexe.

On peut retenir les valeurs suivantes :

- L'amplitude maximale de l'ordre de 1 à 2 cm selon la nature et la qualité des constructions en surface,
- La pente de la dépression au point d'inflexion qui doit rester inférieure à 1/300.

Cependant pour des bâtiments très anciens en mauvais état, des désordres peuvent survenir pour des valeurs plus faibles : mouvements verticaux de 5 mm pente de 1/1 000.

On se référera à l'annexe H de l'Eurocode 7 – Partie 1.

Entraînez-vous

10.1 On considère la digue représentée en figure 10.9.

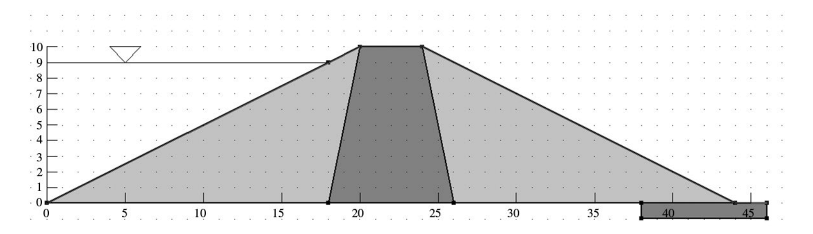


Figure 10.9 – Géométrie de la digue

L'ouvrage possède deux talus (amont et aval) composés de remblais compactés ($k = 0{,}2 \cdot 10^{-4}$ cm/s) et un noyau central semi-perméable ($k = 1 \cdot 10^{-6}$ cm/s). Un tapis drainant est disposé pied du talus aval et le tout reposant sur un substratum imperméable.

Dans cet exemple, plusieurs cas sont étudiés :

- CAS 1 : régime permanent : les charges amont et aval sont maintenues respectivement à 9 m et 0 m ;
- CAS 2 : vidange complète instantanée ;
- CAS 3 : vidange progressive. Le niveau d'eau décroit linéairement de 9 m à 0 m en 10 jours.

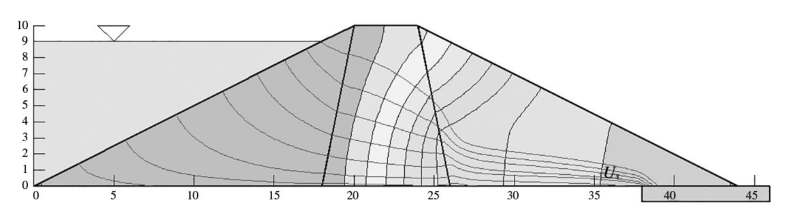


Figure 10.10 – CAS 1 – Réseau d'écoulement (b)

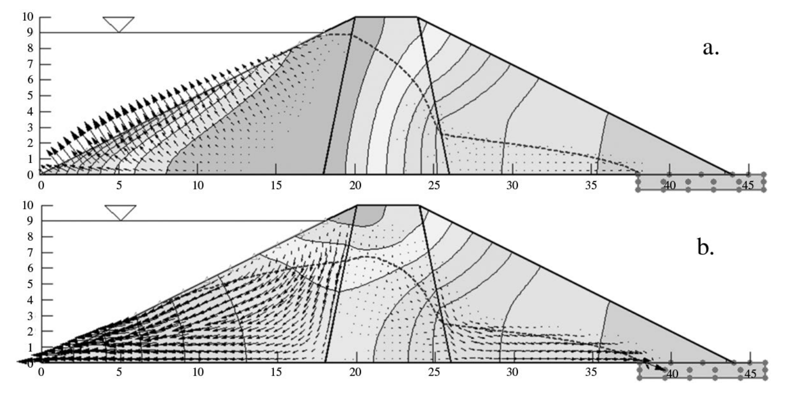


Figure 10.11 – CAS 2 – réseau d'écoulement après 6 heures de vidange (a) – après 30 jours (b)

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

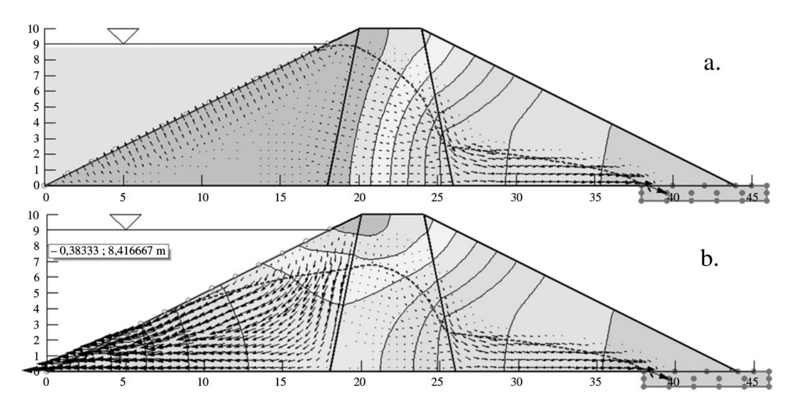


Figure 10.12 – CAS 3 – réseau d'écoulement après 6 heures de vidange (a) – après 30 jours (b)

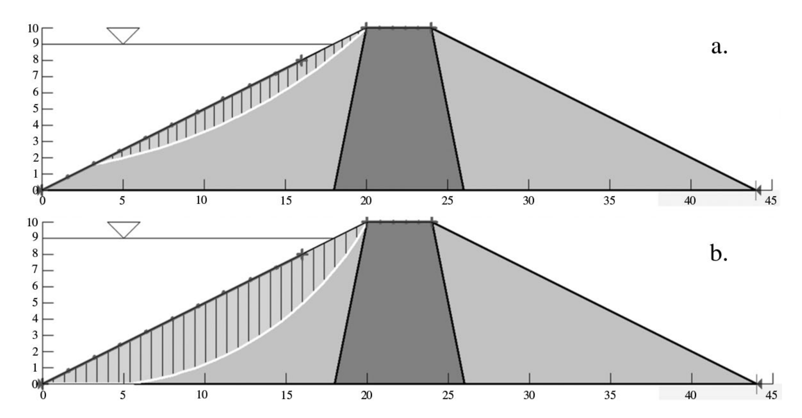


Figure 10.13 – CAS 2 - surface de glissement après 6 heures (a) – après 30 jours (b)

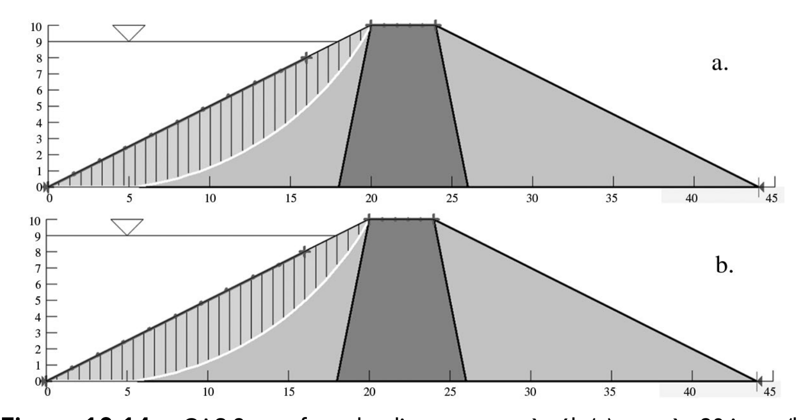


Figure 10.14 – CAS 3 – surface de glissement après 6h (a) – après 30 jours (b)

Coefficient de sécurité vs Temps

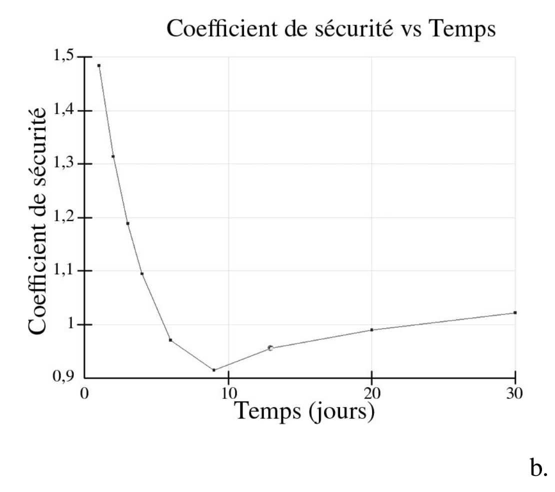
Coefficient de sécurité

1,05
1
0,95
0,9
0,85
0,8
0,75
0,7
0,65
0,6

0 10 20 30

Temps (jours)

a.



b.

Figure 10.15 – Évolution du coefficient de sécurité CAS 2 (a) – CAS 3 (b)

1. Comparer les régimes d'écoulements des trois cas.

2. À partir des résultats des études de stabilité, comparer les CAS 2 et 3.

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

10.2 On considère à présent une digue composée d'un sol fin considéré imperméable reposant sur un massif de sable grossier (figure 10.13). Les caractéristiques du sable sont données dans la figure 10.14. Un conduit d'érosion est supposé sur la base de la convergence des lignes de courant au point de sortie de l'écoulement.

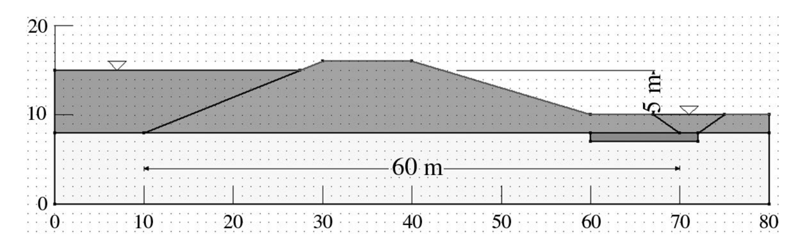
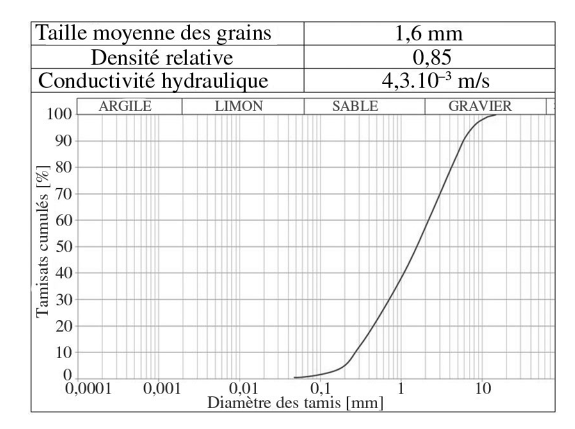


Figure 10.16 – Coupe de la digue, représentation des hauteurs d'eaux et de sol caractéristiques et du conduit d'érosion



Taille moyenne des grains	1,6 mm
Densité relative	0,85
Conductivité hydraulique	$4{,}3.10^{-3}$ m/s

Figure 10.17 – Description du sable grossier

Évaluer le risque d'érosion régressive du sable.

10.1 **1.** En régime permanent (CAS 1), on constate logiquement que le noyau crée la plus forte perte de charge (environ 7 m, pour une perte de charge totale de 9 m). Les gradients de charge hydraulique sont plus importants en sortie de noyau. Ces résultats sont valables en considérant que les critères de filtre sont respectés.

En régime transitoire, la différence entre les CAS 2 et 3 s'observe très nettement à court terme. La vidange instantanée (CAS 2) crée des différences de pressions interstitielles, et donc de charges hydrauliques entre le sol dans le talus amont, et le bord du talus. Ces forts gradients sont susceptibles d'entraîner les grains vers l'amont et d'amorcer un glissement du talus. La vidange progressive (CAS 3) a pour effet de laisser dissiper progressivement les surpressions interstitielles. Bien que les différences de charge soient quasi nulles après 6 h, il est nécessaire de suivre leur évolution au cours du temps (figure 10.18 à 6 jours).

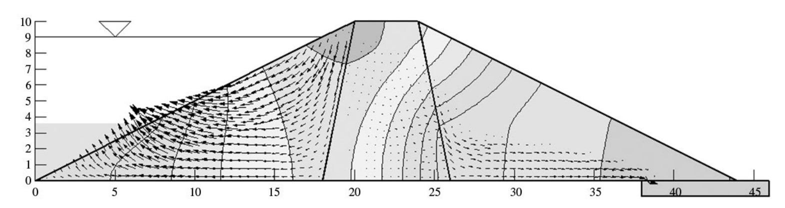


Figure 10.18 – CAS 3 – réseau d'écoulement après 6 jours de vidange

2. Le critère de stabilité du talus amont n'est clairement pas respecté pour le CAS 2. On constate l'apparition d'un cercle de rupture, quasi-tangent au bord du talus dès les premières heures. Dans cette première approche, le coefficient de sécurité tend vers zéro lorsqu'on se place juste après la vidange instantanée. On constate pour le CAS 3 que la vidange progressive permet de garantir une dissipation progressive des pressions, le talus est naturellement plus stable. En revanche, les pas de temps de 6 heures et 30 jours ne constituent en rien des extrêmes vis-à-vis de la stabilité. Le coefficient de sécurité minimum apparait pour un temps de 9 jours environ.

La vitesse de vidange est donc un paramètre clé à calibrer. Néanmoins, précisons que la vidange instantanée du CAS 2 ne constitue pas une situation physiquement possible.

Pour éviter les désordres engendrés par la vidange, les digues possèdent généralement une carapace en amont pour protéger le talus amont, et un filtre pour éviter l'érosion de surface.

10.2 À partir du critère de Lane

$$L_V + 1/3 \cdot L_H \geq c \cdot H$$

avec dans notre cas, $L_V = 0$, $L_H = 60$ m, $H = 5$ m et $c = 5$ (sable grossier).

Ainsi l'inégalité n'est pas respectée : 20 ≥ 25.

À partir du modèle de Sellmeijer

$$H - 0{,}3 \cdot d \geq H_{\text{crit}} = F_R \cdot F_G \cdot F_S \cdot L$$



Avec

$$F_R \frac{\gamma_h}{\gamma_w} \cdot \eta \cdot \tan(\theta) \cdot \left(\frac{D_R}{D_{Rm}} \right)^{0,35}$$

$$F_S = \frac{d_{70m}}{\sqrt[3]{\kappa \cdot L}} \cdot \left(\frac{d_{70}}{d_{70m}} \right)^{0,4}$$

$$F_G = 0,91 \cdot \left(\frac{D}{L} \right)^{\alpha} \text{ avec } \alpha = \frac{0,28}{\left(\frac{D}{L} \right)^{2,8} - 1} + 0,04$$

Graphiquement : $H = 5$ m, $D = 8$ zm, $d = 2$ m, $L = 60$ m.

À partir de la courbe granulométrique : $d_{70} = 3 \cdot 10^{-3}$ m

Et enfin, en calculant la perméabilité intrinsèque ($\kappa = 5,69 \cdot 10^{-10}$ m²) :

$F_R = 0,328$; $F_G = 1,479$; $F_S = 0,186$.

Ainsi $H_{crit} = F_R \cdot F_G \cdot F_S \cdot L = 5,4$ m $> 4,4$ m ($H - 0,3 \cdot d$).

Selon cette modélisation plus fine, le critère est respecté. Néanmoins l'étude devrait être menée à partir des valeurs caractéristiques et de la définition du coefficient de sécurité (cf chapitre 2).

Bibliographie

Baguelin F., Burlon S., Bustamante M., Frank R., Gianeselli L., Habert J. et Legrand S., 2012, *Justification de la portance des pieux avec la norme « Fondations profondes » NF P94-262 et le pressiomètre,* Comptes rendus des Journées nationales de géotechnique et de géologie de l'ingénieur, Bordeaux.

Balay J., 1984, « Recommandations pour le choix des paramètres de calcul des écrans de soutènement par la méthode aux modules de réaction », Note d'Information Technique, Laboratoire central des Ponts et Chaussées.

CSTC, 2009, « Directives pour l'application de l'Eurocode 7 en Belgique Partie 1 : dimensionnement géotechnique à l'état limite ultime de pieux sous charge axiale de compression », rapport N°12, 30 pages.

Blum H., 1930, *Einspannungsverhältnisse bei Bohlwerken*. Diss. Tech. Hochschule Braunnschweig.

Burlon S., Frank R., Baguelin F., Habert J. et Legrand S., 2014, « Model factor for the bearing capacity of piles from pressuremeter test results – Eurocode 7 approach », *Géotechnique*, 64(7) : 513-525.

Bustamante M. et Gianeselli L., 1981, « Prévision de la capacité portante des pieux isolés sous charge verticale. Règles pressiométriques et pénétrométriques », *Bull. des Lab. des Ponts et Chaussées,* 113 : 83-108.

Bustamante M., Gambin, M. et Gianeselli L., 2009, *Pile Design at Failure Using the Ménard Pressuremeter: An Update,* International Foundation Congress and Equipment Expo, Orlando, 9 pages.

Caquot A. et Kerisel J., 1948, *Tables de butée, de poussée et de force portante des fondations.* Gauthier-Villars, Paris, 120 pages.

CEN, 2005, *Eurocode 7 : calcul géotechnique – Partie 1 : règles générales NF EN 1997 – 1 et NF P94-251-1*, CEN, 175 pages.

CIRIA, 2013, *The International Levee Handbook*, C731, 1349 pages.

Foster M. et Fell R., 2001, Assessing embankment dams filters which do not satisfy design criteria. *J. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 127, No.4, May 2001, 398-407.

IREX, 2012, *Recommandations pour le dimensionnement, l'exécution et le contrôle de l'amélioration des sols de fondation par inclusions rigides*, Ed. Presses des ponts, 384 pages.

IREX, 2014, *Approches et besoins en matière d'ingénierie, Rapport du projet ANR Erinoh*, Coord. L. Deroo J.-J. Fry, 275 pages.

IREX, 2016a, *Méthodologie de caractérisation expérimentale, Rapport du projet ANR Erinoh,* Coord. C. Chevalier S. Bonelli, vol. 1, 275 pages.

IREX, 2016b, *Méthodologie de reconnaissance et de diagnostic de l'érosion interne des ouvrages hydrauliques en remblai, Rapport du projet ANR Erinoh*, Coord. D. François, vol 2, 394 pages.

Kranz E., 1953, *Über die Verankerung von Spundwänden*, Ed. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 2e ed., 53 pages.

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

Leca E. et New B., 2007, Settlements induced by tunneling in Soft Ground, *Tunnelling and Underground Space Technology*, 22:119-149.

Lopez de la Cruz J. et Calle E.O.F., Schweckendiek T., 2011, *Calibration of Piping Assessment Models in the Netherlands*, ISGSR – Vogt, Schuppener, Straub & Bräu (eds) – Bundesanstalt für Wasserbau, pp. 587-595.

Ménard L., Bourdon G. et Houy A., 1964, Étude expérimentale de l'encastrement d'un rideau en fonction des caractéristiques pressiométriques du sol de fondation. *Sols Soils,* 9: 28-31.

Ménard L. et Rousseau J., 1962, « L'évaluation des tassements, tendances nouvelles », *Sols Soils,* 1 :167-174.

Monnet A., 1994, « Module de réaction, coefficient de décompression, au sujet des paramètres utilisés dans la méthode de calcul élastoplastique des soutènements », *Revue française de Géotechnique,* 66: 67-72.

Schmitt P., 1995, « Méthode empirique d'évaluation du coefficient de réaction du sol vis-à-vis des ouvrages de soutènement souples », *Revue française de Géotechnique,* 71:3-10.

Simpson B. et Driscoll R., 1998, *Eurocode 7: a commentary*, Ed. BRE Construction Research Communications Ltd., London, 179 pages.

Sellmeijer J. B., 1988, *On the mechanism of piping under impervious structures, PhD Thesis.* Delft University of Technology, Delft.

Terzaghi K., 1955, « Evaluation of coefficients of subgrade reaction ». *Géotechnique,* 4: 297-326.

Van Esch J. M. et Sellmeijer J. B., 2012, *Modelling transient Groundwater Flow and Piping under Dikes and Dams,* Delft.

Index

© Dunod – Toute reproduction non autorisée est un délit.

N

P

R

S

T

V